

Biblioteka Główna i OINT  
Politechniki Wrocławskiej

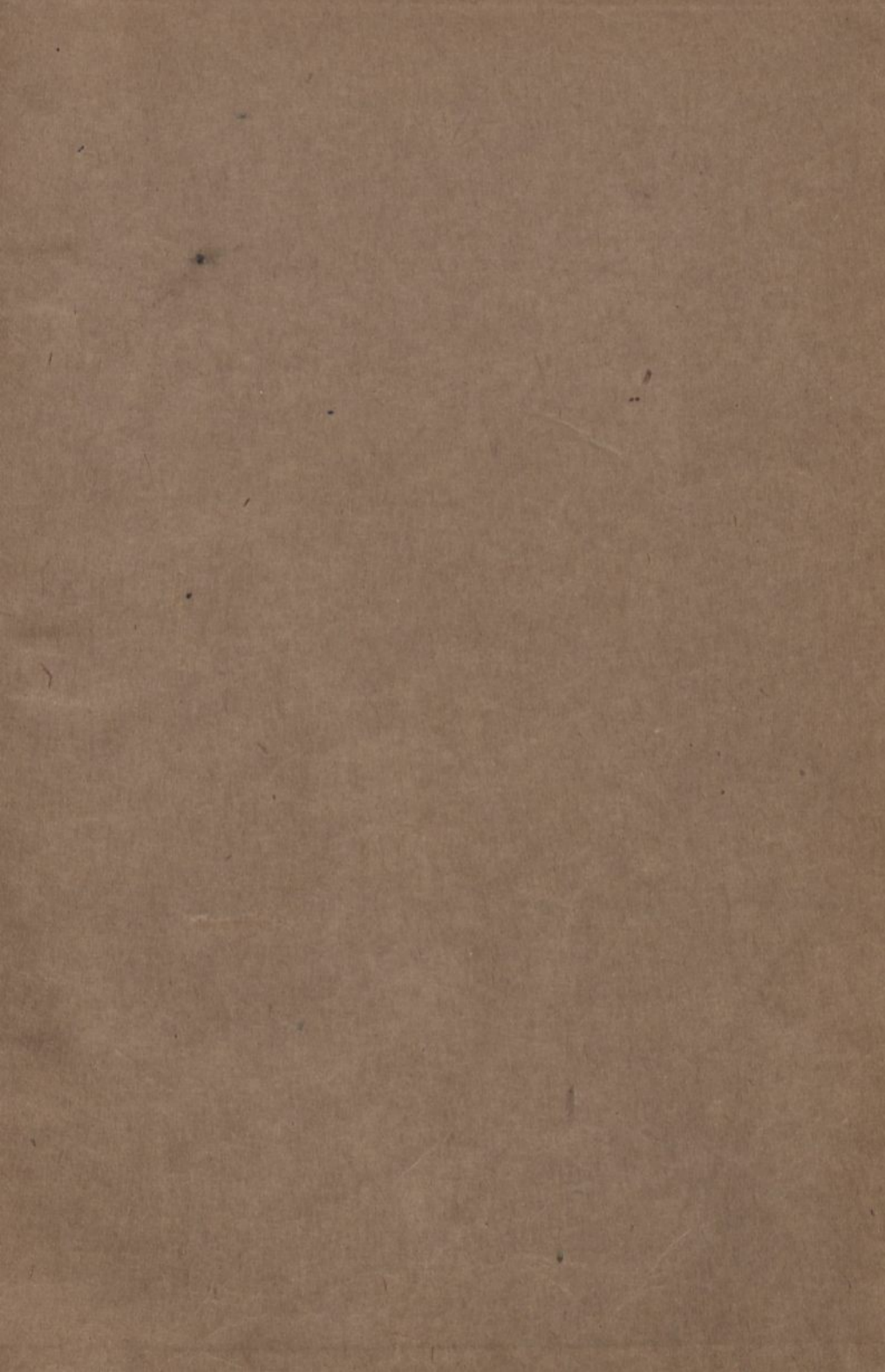


100100212926

**Biblioteka  
Politechniki Wrocławskiej**

1180

~~II~~





1180 1/2

KOMISJA WYDAWNICZA  
TOWARZYSTWA BRATNIEJ POMOCY STUDENTÓW POLIT. WARSZ.

500%

INŻ. MELCHIOR WŁADYSŁAW NESTOROWICZ  
PROFESOR POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

BUDOWA I UTRZYMANIE DRÓG

II

ROBOTY ZIEMNE



Nr 257

00757

WARSZAWA

1937

WYDANO WESPÓL Z KOŁEM INŻYNIERII LĄDOWEJ STUDENTÓW  
POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ



Inś. 1180

342840L/A

Arh. 1180 / 47  
K

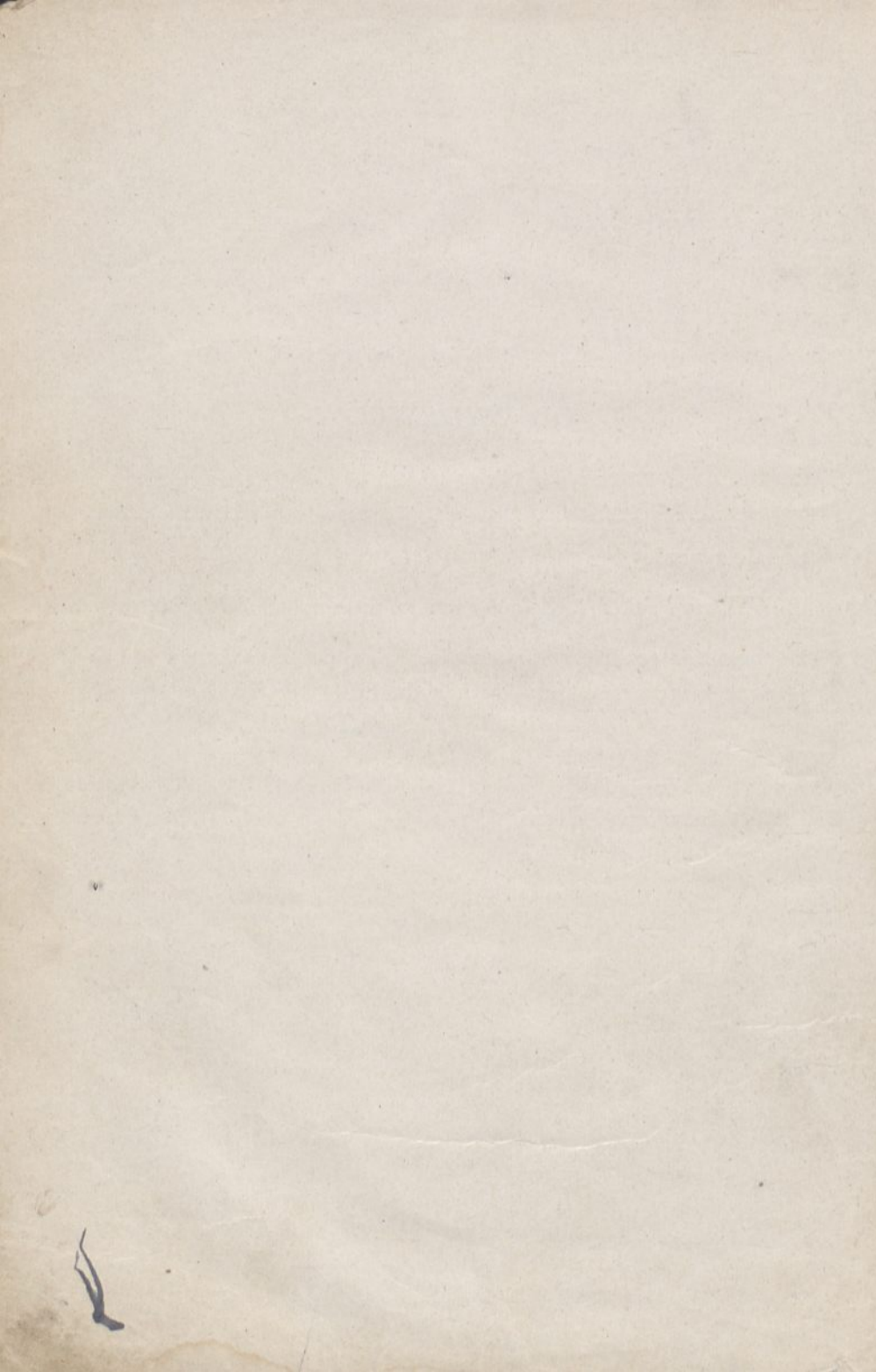
## OD WYDAWCÓW

Poczuwając się do miłego obowiązku, składamy serdeczne podziękowanie

*J. W. Panu Prof. Inż. Melchiorowi Władysławowi Nestorowiczowi*  
za bezinteresowne opracowanie rękopisu niniejszego dzieła  
i cenną współpracę przy jego wydaniu.

Zarząd  
Koła Inżynierii Lądowej  
Stud. Polit. Warsz.

Komisja Wydawnicza  
T-wa Bratniej Pomocy  
Stud. Polit. Warsz.





## WSTĘP

Pod robotami ziemnymi rozumiemy wszelkie czynności, związane z wykonaniem budowli inżynierskich z gruntów rodzimych, a więc związane z dozywaniem ziemi czyli oddzieleniem od gruntu macierzystego, przewożeniem mas ziemi z miejsc pierwotnego ich znajdowania się i nadawaniem im takich trwałych kształtów, jakich wymagają te budowle inżynierskie, które wykonywamy.

Celem tej książki będzie podanie zwięzłych opisów i zasad prowadzenia robót, opisów narzędzi i maszyn, używanych przy robotach ziemnych, wykonywanych przy budowie dróg, kolei żelaznych, kanałów, wałów ochronnych itp.

Nie będą tu poruszane roboty ziemne, wykonywane w warunkach specjalnych, jak np. przy budowie fundamentów, tuneli itp.; opis takich robót ziemnych podawany jest w dziełach specjalnych o budowie fundamentów, tuneli itp.

Przy wykonywaniu robót ziemnych rozróżniamy cztery momenty:

1. Dobywanie ziemi.
2. Przewożenie dobytej ziemi z wykopu na miejsce przeznaczenia w nasypie.
3. Wykonanie nasypów.
4. Zabezpieczenie wykonanych robót ziemnych przed wpływem czynników destrukcyjnych.

W tym porządku będzie podany materiał, dotyczący wykonywania robót ziemnych.

*M. Wl. Nestorowicz.*

Warszawa, Sierpień 1937 roku.



## ROZDZIAŁ I

# CHARAKTERYSTYKA GRUNTÓW I ICH WŁAŚCIWOŚCI

### 1. Podział gruntów na kategorie

Roboty ziemne wykonywane są w gruntach różnych, mających różne właściwości, z którymi trzeba się liczyć przy ich wykonywaniu.

Podział gruntów na kategorie może być zrobiony pod różnymi kątami widzenia: pod kątem składu chemicznego, pochodzenia geologicznego, właściwości fizycznych lub mechanicznych, urodzajności itp.

Podział, jaki tu zrobimy, ma przede wszystkim na widoku właściwości fizyczno-mechaniczne, które mają największe znaczenie przy wykonywaniu i utrzymaniu robót ziemnych; natomiast inne właściwości gruntów mają dla budowli inżynierskich stosunkowo mniejsze znaczenie, jak np. skład chemiczny, urodzajność itp. Np. urodzajność gruntu ma znaczenie pod względem możliwości zabezpieczenia pochyłych powierzchni budowli ziemnych (skarp) przy pomocy pokrycia roślinnością; skład chemiczny może mieć wpływ w pewnych wypadkach na trwałość budowli, gdy skład ten jest np. wrażliwy na działanie wody.

Właściwości fizyczno-mechaniczne gruntów, zależne przede wszystkim, ale nie wyłącznie, od uziarnienia (składu granulometrycznego) gruntów, mają poważny wpływ na sposób wykonywania robót ziemnych i na oddziaływanie czynników destrukcyjnych.

Podział gruntów, oparty na właściwościach fizycznych i mechanicznych pod kątem wykonywania i konserwowania bu-

dowli ziemnych, może być zrobiony na następujące cztery charakterystyczne kategorie:

1. Skały i grunty kamieniste.
2. Piaski i grunty piaszczyste.
3. Gliny i grunty gliniasto-pyłowe.
4. Grunty próchnicowe.

Zauważyć należy, że wierzchnia warstwa gruntu, tj. tak zwana gleba, pod wpływem różnych czynników, jak słońca, powietrza, wód atmosferycznych, zmian temperatury oraz czynników biologicznych (np. wegetacji roślinnej) itp., różni się nie-raz znacznie od podglebia, tj. warstw głębszych. Nad różni-cami tymi zatrzymywać się nie będziemy, gdyż nie mają one większego znaczenia przy wykonywaniu robót ziemnych przede wszystkim z tego względu, że grubość gleby w stosunku do grubości pokładów gruntów, które są używane do robót ziemnych, jest nieznaczna; nie może przeto gleba mieć poważniejszego wpływu przy wykonywaniu robót ze względu na inne swoje właściwości, niż grunt macierzysty.

Charakterystyka poszczególnych kategorii gruntów, pod kątem widzenia wykonywania robót ziemnych, przedstawia się w sposób następujący:

1. Skały i grunty kamieniste. Do tej kategorii zaliczamy skały wszelkiego rodzaju i pochodzenia w monolitach i złożach oraz grunty składające się z okruchów ciał macierzystych (okrucowce, otoczaki, kamienie narzutowe), powstałych drogą naturalną wskutek działania czynników przeważnie fizycznych; niekiedy powstać mogą takie grunty drogą sztuczną przez pokruszenie skały macierzystej przez człowieka. Z punktu widzenia właściwości, mających znaczenie przy wykonywaniu robót ziemnych, przede wszystkim zwrócić należy uwagę na mniejszą lub większą zwięzłość pomiędzy cząsteczkami skał, wskutek której oddzielenie jednych cząsteczek od drugich wymaga mniejszego lub większego wysiłku; ta zwięzłość między cząsteczkami jest również przyczyną, że skały mają pewną wytrzymałość na ściskanie oraz wytrzymałość na uderzenia.

Wytrzymałość na ściskanie waha się w znacznych granicach. Gdy niektóre skały (pochodzenia wulkanicznego) mają wytrzymałość na ściskanie do  $4000 \text{ kg/cm}^2$ , inne skały odzna-

czają się małą wytrzymałością na ściskanie — zaledwie kilkunastu lub kilkudziesięciu  $kg/cm^2$ .

Również zwięzłość, tj. wytrzymałość na uderzenie, waha się w bardzo znacznych granicach: są skały bardzo zwięzłe, jak drobnoziarniste granity, bazalty, niektóre skały wapienne lub piaskowce; są również skały bardzo niewytrzymałe na uderzenia czyli kruche: zależne to jest od większego lub mniejszego stopnia zwięzłości między cząsteczkami skały.

Nie zawsze duża wytrzymałość na ściskanie idzie w parze z dużą wytrzymałością na uderzenia.

Pod względem struktury skały można podzielić na dwie kategorie:

a) Skały pokładowe, mające mniej lub więcej wyraźne płaszczyzny podziału, według których skały te pękają pod wpływem takich czynników, jak wody, mrozu, różnych procesów geologicznych lub czynników mechanicznych, jak uderzenia; do skał takich zaliczyć można prawie wszystkie skały osadowe: wapienie, piaskowce, łupki; do tej kategorii należy też wiele skał pochodzenia wulkanicznego, jak np. granity, diabazy, andezyty, bazalty i inne; bazalty zwykle znajdujemy w postaci wyraźnie wykształconych słupów, łatwo oddzielających się jedne od drugich.

Właściwości skał pokładowych pękania wzdłuż płaszczyzn podziału są nader ważne przy dozywaniu skał.

b) Skały bryłowe — mają płaszczyzny podziału albo słabo zaznaczone lub też zgoła ich nie mają i mają tendencje pękania w kierunkach dowolnych; do kategorii tej można zaliczyć niektóre granity, porfiry, dioryty itp. Dobywanie takich skał często bywa utrudnione z powodu braku płaszczyzn podziału.

W zależności od wskazanych właściwości skał pod wpływem różnych czynników: wody, zmian temperatury, działań górotwórczych itd. następuje naturalne kruszenie się skał; skały pokładowe pękają podług płaszczyzn podziału; skały bryłowe — w kierunkach dowolnych, mniej lub więcej przypadkowych: powstają okrucowce, które niekiedy stanowią całe pokłady; charakterystyczną ich cechą jest forma kanciasta, bez zaokrąglenia krawędzi. Zbocza gór świętokrzyskich w wielu miejscach składają się z takich okrucowców — niewielkich

odłamków piaskowca kwarcytowego; w tej postaci skały jej dobywanie jest bardzo ułatwione. Pokłady diabazu z Niedźwiedziej Góry pod Krzeszowicami (woj. Krakowskie) w pewnej części składają się również z okrucchowców.

Gdy okrucchowce z miejsca utworzenia ich z macierzystej skały są przeniesione bądź przez lodowce, bądź przez potoki, przez obtarcie ostrych krawędzi tracą swoją formę kanciastą i nabierają formy zaokrąglonej. W takiej postaci okrucchowce nazywają się otoczakami. Wielkość ich jest rozmaita; znajdujemy otoczaki po kilka i kilkanaście  $m^3$  objętości (głazy narzutowe).

W nomenklaturze i normalizacji, przyjętych przez Drogowy Instytut Badawczy Polityki. Warsz. pod nazwą otoczaków rozumieć będziemy otoczaki mające powyżej 80 mm w średnicy.

Otoczakami drobnymi nazywać będziemy otoczaki mające w średnicy od 50 do 80 mm.

Otoczaki o wymiarach mniejszych niż 50 mm w średnicy nazywać będziemy żwirem.

Żwir gruby ma ziarna o średnicy	25—50 mm
Żwir średni	16—25 mm
Żwir drobny	5—16 mm
Żwirek (piasek żwirkowaty)	2—5 mm

Ziarna drobniejsze, o średnicy mniejszej niż 2 mm, tworzą grunty nazywane piaskami.

2. *Piaski i grunty piaszczyste.* Ta kategoria gruntów na ziemiach polskich bardzo często się spotyka. Według prof. Sł. Miklaszewskiego trzecia część powierzchni Polski zawiera piaski i grunty piaszczyste.

Piaskami nazywamy grunty składające się z ziaren stanowiących pokruszony i rozdrobniony materiał skalny o średnicy ziaren od 2 mm do 0,25 mm. Przeważnie są to ziarna kwarcu; spotykają się również ziarna innych minerałów, jak miki, szpatu polnego itp.; rzadko spotykają się piaski wapienne, dolomitowe itp.

Piaski, posiadające mniej więcej jednolity skład ziaren, dzielą się:

- a) na piasek gruby 1—2 mm
- b) na piasek średni 1,0—0,5 mm
- c) na piasek drobny 0,5—0,25 mm

Rzadko spotykamy piaski czyste bez domieszek ziarn drobniejszych niż 0,25 mm w średnicy oraz o ziarnach jednokowej średnicy.

Zwykle w piaskach mamy ziarna o różnych średnicach. O ile w piaskach domieszki ziarn drobniejszych niż 0,25 mm w średnicy stanowią nie więcej niż 5%, grunty takie mają właściwości piasków czystych i nazywają się piaskami.

O ile domieszki takie stanowią więcej niż 5% objętościowo, grunty takie nazywamy gruntami piaszczystymi; właściwości ich w mniejszym lub większym stopniu różnią się od właściwości piasków czystych — w zależności od ilości tych domieszek i ich rodzaju.

3. *Gliny i grunty gliniasto-pyłowe.* Stanowią one trzecią kategorię gruntów, charakteryzującą się tym, że skład ziaren wyłączny lub przeważający stanowią ziarna drobne o średnicy mniejszej niż 0,25 mm. Właściwości takich gruntów różnią się znacznie od właściwości piasków i gruntów piaszczystych z przewagą ziaren o średnicy większej niż 0,25 mm.

Ziarna gruntów pylasto-gliniastych dzielą się na następujące frakcje:

- |                                      |           |                |
|--------------------------------------|-----------|----------------|
| a) pył piaszczysty o średnicy ziarna | 0,25—0,10 | mm             |
| b) pył gruby                         | " "       | 0,10—0,05 mm   |
| c) pył drobny                        | " "       | 0,05—0,0156 mm |

Poza tym rozróżniamy:

- |                                 |     |                  |
|---------------------------------|-----|------------------|
| d) substancję pelitową (ilastą) | " " | 0,0156—0,0023 mm |
| e) substancję gliniastą         | " " | 0,0023—0,000 mm  |

Obecność i mniejsza lub większa zawartość ziaren poszczególnych frakcyj (a — e) nadaje gruntom te lub inne właściwości.

Niewielkie domieszki ziaren piasku do glin i gruntów gliniasto-pyłowych właściwości tych ostatnich nie zmieniają, większe — redukują je lub zmieniają w mniejszym lub większym stopniu.

Do glin i gruntów gliniasto-pyłowych zalicza się gliny różnego rodzaju, jak gliny czyste (np. kaolinowe), zwykłe (cegłane), marglowe oraz grunty gliniaste — z większą lub mniejszą ilością domieszek piasku; dalej ility i grunty iłowate, wresz-

cie zaliczane są do tej kategorii grunty lössowe, powstałe w drodze erozyjnej w okresie lodowcowym.

4. Grunty próchnicowe. Powstają one z resztek przegniłej wegetacji roślinnej i składają się bądź wyłącznie z tych resztek wegetacji roślinnej (np. torf itp.), bądź też składają się z resztek wegetacji roślinnej i gruntu macierzystego (np. czarnoziem).

Torf tworzy się z cząsteczek roślin w wodach stojących lub płynących bardzo powoli; obumierając, rośliny opadają na dno, zwęglają się i powoli zatracają charakterystyczną włóknistość. W młodych torfach duży procent stanowią jeszcze niezupełnie zwęglone włókna roślinne; stare torfy tracą budowę włóknistą; przy prasowaniu i wysuszaniu objętość znacznie się zmniejsza. Czarnoziem tworzy pokłady wierzchnie niezbyt grube; domieszka części organicznych z resztek przegniłych części roślinnych stanowić może 5—10%. Czarnoziemy powstają w miejscowościach równinnych (stepowych) lub też w rozlewiskach rzek i jezior; w zależności od rodzaju gruntu macierzystego czarnoziemy bywają piaszczyste, gliniaste, margłowe, lössowe itp.

---

Grunty rzadko spotykają się w stanie czystym: np. piaski, bez żadnych domieszek pyłowo-gliniastych lub roślinnych lub grunty gliniasto-pyłowe, bez żadnych domieszek piasku itd. Najczęściej spotykamy grunty przedstawiające mieszaninę poszczególnych kategorii gruntów w najrozmaitszych stosunkach.

Stąd mamy do czynienia z całą masą najrozmaitszych gruntów o bardzo rozmaitych właściwościach.

Dokładne określenie tych właściwości nie jest możliwe bez przeprowadzenia specjalnych badań laboratoryjnych.

W tych wypadkach, kiedy chodzi o określenie przybliżonych właściwości, może wystarczyć pobranie próbek w charakterystycznych miejscach i określenie ich „na oko”.

Do niedawna badania gruntów przy wykonywaniu budowli inżynierskich były prowadzone bardzo powierzchownie i prymitywnie.

Straty materialne, jakie w czasie samego wykonywania robót, bądź w następstwie przy konserwacji budowli, wynikały wskutek lekceważenia sprawy uprzedniego badania gruntów,



zmusiły do zajęcia się sprawą opracowania racjonalnych metod badania właściwości gruntów oraz zwrócenia uwagi na konieczność przeprowadzania badań gruntów, z których lub na których mają być wznoszone budowle inżynierskie.

Od kilkunastu lat pod tym względem widzimy duży postęp.

Sprawą tą zaczęto się zajmować najpierw w Stanach Zjednoczonych A. P. Pierwsze poważniejsze prace w tym zakresie zaczął ogłaszać prof. K. Terzaghi, który po przeprowadzeniu licznych badań stworzył nową teorię mechaniki gruntów na podstawie ich fizycznych właściwości<sup>1)</sup>.

Bardzo liczne prace z tego zakresu techniki zjawily się w ciągu ostatnich 10 lat w Rosji; pionierem pracy w tym kierunku był prof. P. D. Krynin, obecnie profesor Uniwersytetu w Yale, w Stanach Zjednoczonych A. P.

Wreszcie w ostatnich latach, z powodu wielkich robót przy budowie autostrad w Niemczech, powstaje tam obszerna literatura techniczna, dotycząca badania gruntów.

W rozdziale niniejszym podane zostaną ogólne zarysy wyników z dziedziny badań gruntów, które mogą mieć zastosowanie przy wykonywaniu robót ziemnych.

## 2. Uziarnienie (granulometryczny skład) gruntów i jego znaczenie dla właściwości gruntów

Liczne badania gruntów dowiodły, że właściwości fizyczne i mechaniczne poszczególnych gruntów, mające pierwszorzędne znaczenie w budownictwie inżynierskim, zależą przede wszystkim od ich uziarnienia (składu granulometrycznego), tj. od wielkości cząsteczek (ziaren) gruntów i procentowej zawartości ziaren różnych wielkości i kształtów w danym gruncie, a następnie od składu mineralogicznego i chemicznego.

Niekiedy już nawet przybliżone określenie składu granulometrycznego daje możliwość określenia właściwości fizycznych i mechanicznych gruntu.

Tak np., skład granulometryczny gruntu daje możliwość sądzenia o stopniu jego porowatości, przepuszczalności, włośkowatości, wytrzymałości na ściskanie, zwięzłości.

<sup>1)</sup> Dr Ing. K. Terzaghi. Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage 1924.

Zwięzłość gruntów gruboziarnistych jest znikomo mała; gdy zwięzłość gruntów drobnoziarnistych może być bardzo znaczna.

Oprócz wielkości ziaren duże znaczenie dla właściwości gruntów ma ich kształt oraz charakter powierzchni. Forma ziaren może być kulista, wielograniasta lub blaszkowata.

Powierzchnia ziaren może być gładka lub szorstka, a krawędzie gładkie lub zazębione — w zależności od warunków tworzenia się gruntów.

Zarówno forma, jak rodzaj powierzchni ziaren gruntu niewątpliwie oddziaływa na te lub inne właściwości gruntów; praca tego oddziaływania na właściwości gruntu dotychczas są mało zbadane i nieustalone.

Klasyfikacja granulometryczna cząsteczek gruntu, przyjęta prowizorycznie przez Drogowy Instytut Badawczy Politechniki Warszawskiej podana jest na tablicy I.

Tablica I

Grupa	N a z w a	Wymiary (średnica lub średnica zastępcza) w mm	U w a g i
I	<i>Substancja gliniasta</i>	0 — 0,005 (0 — 0,0023) <sup>1)</sup>	<sup>1)</sup> Średnica zastępcza, p. dalej „Metody określania składu granulometrycznego gruntów”.
II	<i>Substancja pelitowa (ilasta)</i>	0,005 — 0,01 (0,0023 — 0,0156) <sup>1)</sup>	
III	<i>Substancja pyłowa</i> Pył drobny Pył gruby Pył piaszczysty	0,01 (0,0156) <sup>1)</sup> — 0,05 0,05 — 0,10 0,10 — 0,25	
IV	<i>Piasek</i> Piasek drobny Piasek średni Piasek gruby	0,25 — 0,50 0,5 — 1,0 1,0 — 2,0	
V	<i>Żwiry</i> Piasek żwirkowy Żwir drobny Żwir średni Żwir gruby	2,0 — 5,0 5,0 — 16,0 16,0 — 25,0 25,0 — 50,0	
VI	<i>Otoczaki, kamienie</i>	> 50,0	

W Stanach Zjednoczonych A. P. przyjęty został prostszy podział granulometryczny cząsteczek gruntów<sup>1)</sup>, a mianowicie:

Grupa piasku	}	1. Drobnny żwir o średnicy cząsteczek	2,0 — 1,00	mm
		2. Piasek gruboziarnisty . . . . .	1,0 — 0,50	„
		3. Piasek średnioziarnisty . . . . .	0,5 — 0,25	„
		4. Piasek drobnoziarnisty . . . . .	0,25 — 0,10	„
		5. Piasek bardzo drobny . . . . .	0,10 — 0,05	„
		6. Pył . . . . .	0,05 — 0,005	„
		7. Gлина . . . . .	< 0,005	„

Główne różnice właściwości fizycznych gruntu w zależności od ich wielkości są następujące:

Cząsteczki o średnicy od 0,005 mm do 0 (grupa I, tabl. I) mają dużą plastyczność, tj. rozrobione pewną ilością wody tworzą ciasto plastyczne, mogące utrzymywać w pewnych granicach nadaną mu formę; mają one również zwięzłość czy lepkość, tj. własność jakby przywierania do siebie lub do innych ciał.

Cząsteczki od 0,005 do 0,25 mm (grupa II i III, tabl. I) posiadają dużą przepuszczalność, włoskowatość, właściwość rozrzedzania się przy nasiąknięciu wodą itp.; przy tym grupa II ma zdolność koagulowania w wodzie w pewnych warunkach, tj. tworzenia niewielkich skupień cząsteczek, gdy grupa III własności tej nie posiada.

Grupa IV łatwo przepuszcza wodę, ma małą włoskowatość i tylko przy dużej ilości wody przechodzi w stan rozrzedzony.

Grupa V i VI włoskowatości nie posiada zupełnie.

Ponieważ grunty znajdujemy, jako mieszaninę cząsteczek (ziaren) o różnych wymiarach, w zależności od procentowej zawartości ziaren różnych wielkości, będą różnić się właściwości gruntów. Istnieją różne klasyfikacje gruntów w zależności od ich składu granulometrycznego.

Za podstawę klasyfikacji w ostatnich czasach zaczęto przyjmować procentową zawartość<sup>2)</sup>:

- a) Substancji gliniastej o średnicy mniejszej niż 0,005 mm,
- b) Pyłu i substancji pelitowej o średnicy  
ziaren . . . . . 0,25—0,005 mm,
- c) Piasku . . . . . 0,25—2,0 mm.

<sup>1)</sup> Prof. D. P. Krynin. Fizyczne i mechaniczne właściwości gruntów w technice drogowej. Warszawa 1934.

<sup>2)</sup> Prof. W. W. Ochotin.

Na tablicy II przytoczona jest klasyfikacja gruntów według Prof. W. W. Ochotina, która zgadza się z klasyfikacją cząsteczek gruntów przytoczoną w tabl. I.

Tablica II

Granulometryczna klasyfikacja gruntów według Prof. W. W. Ochotina.

Nr	Nazwa gruntu	Procentowa zawartość ziaren		
		I gr. Gliniastych $< 0,005 \text{ mm}$	II i III gr. Pyłowych i pelitowych 0,005—0,25	IV gr. Piaski 0,25—2,0 mm
1.	Ciężka glina . . . . .	$> 60$	—	—
2.	Glina . . . . .	60—30	—	więcej niż gr. II i III
3.	Gliniasto-pyłowy . . . . .	30—20	więcej niż gr. I	—
4.	Gliniasto-piaszczysty . . . . .	30—20	—	więcej niż gr. II i III
5.	Gliniasto-pyłowy ciężki . . . . .	30—20	więcej niż gr. IV	—
6.	Gliniasto-piaszczysty średni . . . . .	20—15	—	więcej niż gr. II i III
7.	Gliniasto-pyłowy średni . . . . .	20—15	więcej niż gr. IV	—
8.	Gliniasto-piaszczysty lekki . . . . .	15—10	—	więcej niż gr. II i III
9.	Gliniasto-pyłowy lekki . . . . .	15—10	więcej niż gr. IV	—
10.	Piaszczysto-gliniasty ciężki . . . . .	10—6	—	więcej niż gr. II i III
11.	Piaszczysto-pyłowy ciężki . . . . .	10—6	więcej niż gr. IV	—
12.	Piaszczysty lekki . . . . .	6—3	—	więcej niż gr. II i III
13.	Piaszczysto-pyłowy . . . . .	6—3	więcej niż gr. IV	—
14.	Piasek . . . . .	3	—	więcej niż gr. II i III
15.	Piasek pyłowaty . . . . .	3	więcej niż gr. IV	—

*Uwaga.* Jeżeli w gruncie większość cząsteczek pyłu należy do frakcji 0,01 — 0,005 mm — grunt nazywany będzie ilastym; jeżeli w gruncie większość cząsteczek pyłu należy do frakcji 0,25 — 0,01 mm — grunt nazywa się pyłowym.

Podział gruntów podany w tablicy II jest jednym z licznych podziałów, zaproponowanych przez różnych badaczy. Przytoczony jest tu dlatego, że jest więcej szczegółowy niż inne i daje możliwość uchwycenia różnych odcieni gruntów na podstawie składu granulometrycznego.

### 3. Metody określania uziarnienia (składu granulometrycznego) gruntów

Gdy próbka lub próbki gruntów zostały pobrane w sposób dający gwarancję, że przedstawiają próbki charakterysty-

czne<sup>1)</sup>, określenie składu granulometrycznego może być dokonane przy pomocy metod, które w ogólnych zarysach podane są niżej; szczegółowe opisy znaleźć można w instrukcjach specjalnych, przyjętych przez laboratoria, zajmujące się badaniem gruntów<sup>2)</sup>.

a) Dla określenia procentowej zawartości cząsteczek różnych średnic większych niż 0,25 mm stosuje się przesiewanie próbki gruntu przez odpowiednie sita.

b) Dla określenia procentowej zawartości różnych cząsteczek drobniejszych niż 0,25 mm w średnicy stosuje się różne metody, przeważnie tak zwane zmulanie próbek gruntów.

*Przesiewanie przez sita.* Aby określić procentową zawartość cząsteczek większych niż 0,25 mm w średnicy, należy do próbki gruntu, uprzednio zważonej, dodać pewną ilość wody i mieszaninę gotować w ciągu kilku godzin, aby próbka rozmiękła, następnie umieszcza się próbkę na sicie z otworami 0,25 mm w średnicy, zanurza w naczyniu z wodą, tak, aby boki sita nie były w wodzie, i przeciera palcami lub pręcikiem z gumowym końcem.

Drobniejsze cząsteczki przechodzą przez sito i pozostają w naczyniu z wodą, grubsze niż 0,25 mm w średnicy pozostają na sicie. Mając komplet sit znormalizowanych o odpowiednich wielkościach otworów, można łatwo podzielić próbki gruntów na poszczególne grupy i frakcje według tablicy I i określić wagowo procentową zawartość w badanej próbce bądź grup IV i V, bądź poszczególnych frakcyj tych grup (według tabl. I).

*Zmulanie próbek gruntów.* Drobniejsze cząsteczki niż 0,25 mm w średnicy można rozdzielić na grupy I, II i III lub też poszczególne frakcje tych grup (według tabl. I) różnymi metodami.

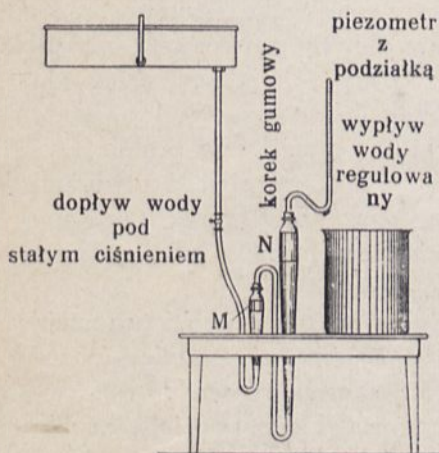
Znane są metody Atterberga, Schönego, Kopecky'ego, Wiegnera i innych, wymagające dość dużo czasu; w ostatnich czasach w użycie wchodzi metoda Bouyoucos - A. Casagrande, wymagająca znacznie mniej czasu i dająca rezultaty wystarczająco dokładne dla celów technicznych.

<sup>1)</sup> Patrz rozdział II.

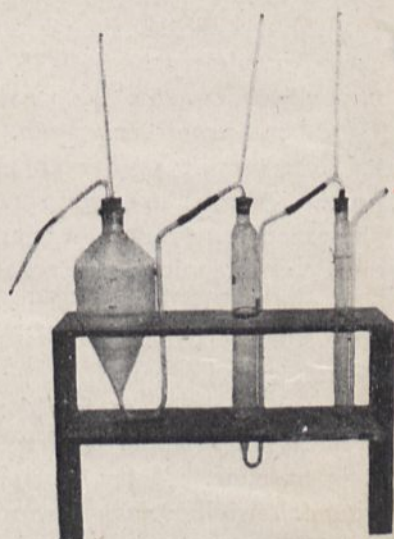
<sup>2)</sup> Instrukcje takie są opracowane również przez Drogowy Instytut Badawczy Pol. Warsz.

Metody Schöne'go i Kopecky'ego oparte są na następujących zasadach:

Woda przepływa w przyrządzie Schöne'go (rys. 1) przez naczynia szklane, cylindryczne w części *M* i *N*, zwężające się ku dołowi, z szybkością, która może być regulowana; w przyrządzie Kopecky'ego (rys. 2) woda przepływa kolejno przez trzy podobne naczynia różnych wymiarów.



Rys. 1.



Rys. 2.

Wrzucając próbkę badanego gruntu po jej zważeniu do szklanego naczynia *M* i ważąc pozostałe części próbki po wymuleniu, przy danej szybkości przepływu wody w naczyniach *M* i *N*, możemy łatwo daną próbkę podzielić na frakcje według dowolnej wielkości ziaren, gdyż szybkość przepływu wody przez naczynia może być regulowana, a z doświadczeń wiemy, jakiej wielkości cząsteczki gruntu będą wyplukiwane przy poszczególnych szybkościach przepływu wody. Tak np. przy cząsteczkach zbliżonych formą do kulistej (piasek kwarcowy), odpowiadają szybkości przepływu wody ( $v$ ) w części cylindrycznej naczyń następującym wymiarom średnic ( $d$  mm) cząsteczek wymulanych przy tej szybkości.

$v = 0,2 \text{ mm}$	$d < 0,01 \text{ mm}$
$= 0,5 \text{ mm}$	$d = 0,01 \text{ do } 0,02 \text{ mm}$
$= 2,0 \text{ mm}$	$d = 0,02 - 0,05 \text{ mm}$
$= 7,0 \text{ mm}$	$d = 0,05 - 0,10 \text{ mm}$
$= 25,0 \text{ mm}$	$d = 0,10 - 0,20 \text{ mm}$

Ponieważ szybkość w naczyniach można zmieniać w dość szerokich granicach, przeto w składzie próbki mogą być nawet ziarna piasku do 2 mm średnicy; nie potrzeba przeto próbek takich przesiewać na sitach dla oddzielenia frakcji grubszych.

W przyrządzie Kopecky'ego (rys. 2) próbka gruntu, umieszczona w naczyniu najwęższym, częściowo i stopniowo przechodzi do naczyń szerszych, w których — dzięki mniejszym szybkościom przepływu wody — mogą być uchwycone cząsteczki gruntu o pewnych wymiarach; od razu więc przy pewnej szybkości przepływu wody może być określona w próbce gruntu zawartość trzech grup cząsteczek pewnych średnic.

Nie wchodząc w szczegóły czynności zmulania gruntów na aparatach Schönego i Kopecky'ego, zaznaczyć należy, że podział gruntów na frakcje wymaga dużo czasu — do kilkunastu godzin — dla zbadania uziarnienia jednej próbki gruntu.

Daleko szybciej można określić uziarnienie przy pomocy areometrycznej metody badania uziarnienia gruntów „Bo u y o u c o s - C a s a g r a n d e”.

Metoda ta polega na rozbełtaniu pewnej ilości gruntu badanego w pewnej ilości wody i mierzeniu przy pomocy specjalnych areometrów w pewnych odstępach czasu gęstości zawiesiny.

Metoda oparta jest na znanym prawie Stokesa, dającym związek między szybkością opadania w wodzie cząsteczek gruntu i ich średnicą oraz innymi czynnikami, wpływającymi na tę szybkość.

Wzór Stokesa jest następujący:

$$v = \frac{2}{9} \cdot \frac{\gamma_1 - \gamma}{\eta} \left( \frac{d}{2} \right)^2 \cdot g \dots \dots \dots (1)$$

We wzorze tym  $v$  — szybkość opadania cząsteczek gruntu w  $cm/sek$ .

- $d$  — średnica cząsteczek w  $mm$ ,  
 $\gamma_1$  — ciężar właściwy cząsteczek gruntu,  
 $\gamma$  — " " wody,  
 $\eta$  — wiskoza wody,  
 $g = 9,81 \text{ m/sek}^2$ .

Z wzoru (1), znając średnicę cząsteczki, możemy określić czas, w ciągu którego cząsteczka ta w wodzie (lub w innym płynie) opuści się na pewną wysokość. Z drugiej strony, mając czas osiadania i drogę (wielkość) osiadania w tym czasie, możemy określić średnicę cząsteczek gruntu.

Jeżeli rozbełtamy pewną ilość gruntu w wodzie w cylindrycznym naczyniu i postawimy go, natychmiast rozpocznie się osiadanie poszczególnych cząsteczek gruntu; szybkość osiadania zależna będzie od wielkości cząsteczek, a więc i ich średnicy.

Jeżeli więc po upływie czasu  $T$  od momentu ukończenia bełtania zbadamy cieniutką warstewkę zawiesiny w cylindrze, znajdującą się na głębokości  $H$  od powierzchni wody, w warstewce tej już nie będzie cząsteczek o szybkości opadania większej lub równej  $\frac{H}{T}$ , co odpowiada szybkości  $v$  we wzorze Stokesa.

Co się tyczy cząsteczek o szybkości opadania mniejszej od  $\frac{H}{T}$ , to stężenie ich w badanej warstewce będzie takie same, jak w czasie bełtania.

Jeżeli za pomocą specjalnie dobranego areometru zmierzmy w pewnych odstępach czasu gęstość zawiesiny na pewnej określonej głębokości oraz obliczymy z wzoru Stokesa maksymalną średnicę cząsteczek  $d_x$ , znajdujących się w danym miejscu i czasie, możemy znaleźć ogólną zawartość  $w_x$  cząsteczek o średnicy mniejszej od  $d_x$ , znajdujących się w badanej próbce gruntu. Dokładne wykonanie pomiaru nastęrcza wiele trudności: niezbędne jest wyeliminowanie całego szeregu błędów doświadczalnych i wprowadzenie poprawek.

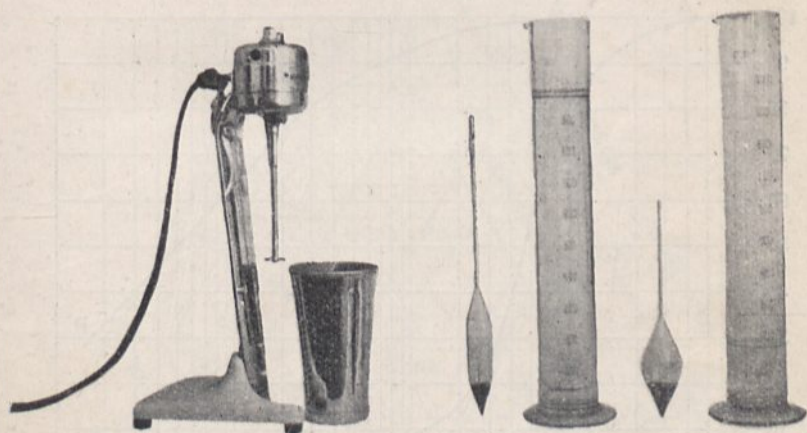
Pewną trudność stanowi otrzymanie jednorodnej zawiesiny gruntu w wodzie; chodzi o rozdział poszczególnych cząsteczek, zlepionych przez koloidy lub nacieki i wykwity limonitowe lub wapienne.



Trudność ta została rozwiązana przez zastosowanie mieszadła w postaci małego propellera, dającego do 1600 obrotów na minutę (rys. 3).

Wtórnej koagulacji (zlepiania cząsteczek) po rozbełtaniu unika się przez dodanie niewielkiej ilości szkła wodnego.

Poza tym konieczne są poprawki odczytów na temperaturę cieczy, na wysokość menisku przy rurce areometru i inne; przy pomiarach trzeba zachować ostrożność pod wielu względami, aby nie otrzymać zbyt dużych błędów; szczegóły te pomijamy; można je znaleźć w specjalnych instrukcjach.



Rys. 3.

Przy pomiarach trzeba pamiętać, że na szybkość opadania cząsteczek gruntów wymieszanych z wodą ma duży wpływ ich forma.

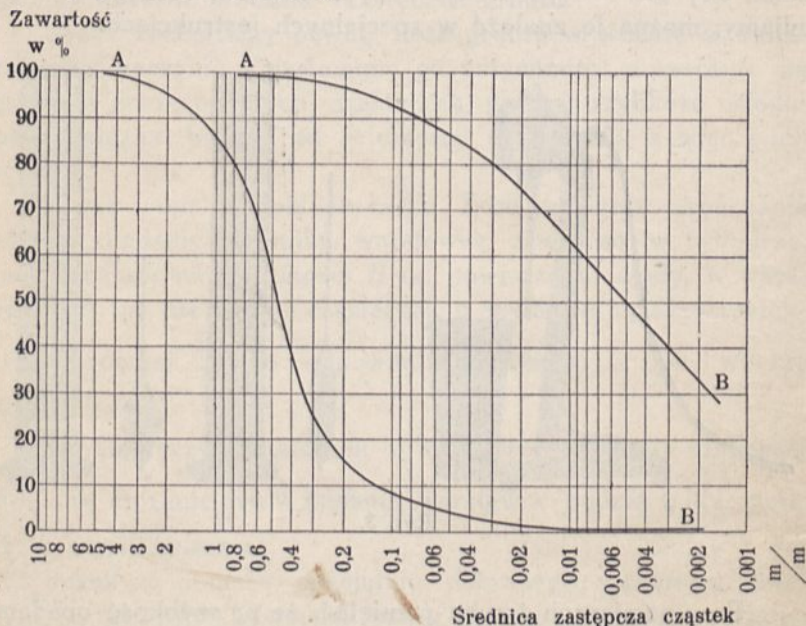
Forma cząsteczek może być bardzo różnorodna: kulista, wielograniasta, elipsoidalna, płaska, a nawet w postaci bardzo cienkich blaszek.

Oczywiście najszybciej opadają cząsteczki formy kulistej lub wielograniastej, inne mogą opadać znacznie wolniej, zresztą w zależności, czy opadają bokiem szerokim lub wąskim. Stąd wprowadzone zostały pojęcia „średnic zastępczych”, tj. takich, które przy jednakowej wadze właściwej i przy formie kulistej opadają z szybkością taką samą, jak cząsteczki formy płaskiej lub blaszkowej. To też w tabelicy I wi-

dzimy w dwóch najdrobniejszych grupach (I i II) obok średnic rzeczywistych również średnice zastępcze.

Ciężar właściwy poszczególnych cząsteczek może się wahać w dość znacznych granicach (szpat polny 2,56—2,75, kwarc 2,65, mika 2,8—3,2), zwykle przyjmuje się przy obliczeniach ciężar właściwy przeciętny = 2,65.

Wreszcie rodzaj wody użytej do bełtania i przygotowania próbek gruntu może mieć bardzo poważny wpływ na rezultaty analizy granulometrycznej.



Rys. 4.

Wszystkie warunki przeprowadzania analizy granulometrycznej winny być ściśle ujednostajnione, aby rezultaty badań mogły być porównywane.

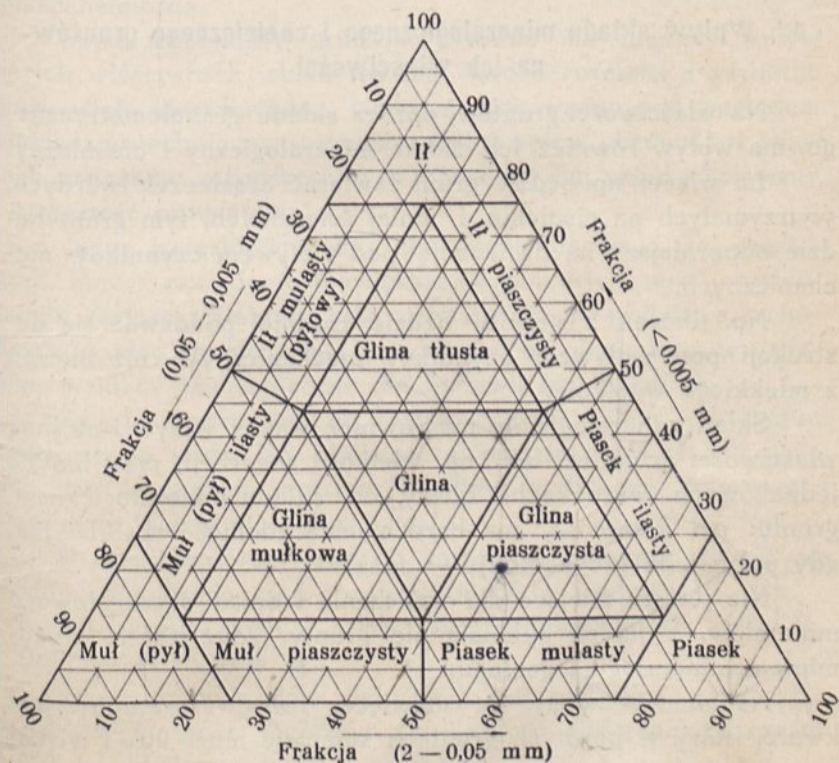
*Sposoby przedstawiania składu granulometrycznego zbadanych gruntów.* Istnieje kilka sposobów; jeden z częściej używanych — jest to wykres w układzie współrzędnych: na osi poziomej odkładane są wielkości średnic cząsteczek gruntu lub — co jest lepsze — ich logarytmy, na prostopadłej — procentowa zawartość wagowa cząsteczek o danej średnicy (rys. 4).

Przyjmując rzędne odciętych proporcjonalne logarytmom

średnic cząstek gruntu, będziemy otrzymywać wykresy podobne dla gruntów o jednakowym stopniu jednolitości niezależnie od wielkości średnic cząstek.

Linie *AB* na rys. 4. dają nam skład granulometryczny gruntów.

Im linie te będą więcej strome, tym skład gruntu jest więcej jednolity.



Rys. 5.

Skład gruntu, jeżeli chodzi o oznaczenie <sup>nie</sup> poszczególnych frakcji, a ich grup charakterystycznych: 1) piasku, 2) pyłu i 3) gliny — może być z wielką dogodnością przedstawiony na trójkącie równobocznym Fereta (rys. 5).

Jak wiadomo, w trójkącie równobocznym suma prostopadłych z jakiegokolwiek punktu tego trójkąta na boki równa jest wysokości trójkąta.

Jeżeli podzielić wysokości trójkąta lub też jego boki na 100 równych części i odkładać procentową zawartość w danym gruncie trzech frakcyj charakterystycznych: gliny, pyłu i piasku na odpowiednich wysokościach lub bokach trójkąta, wtedy dla każdego gruntu, o znanym uziarnieniu, znajdziemy wewnątrz trójkąta pewien punkt.

#### 4. Wpływ składu mineralogicznego i chemicznego gruntów na ich właściwości

Na właściwości gruntów, oprócz składu granulometrycznego, ma wpływ również ich skład mineralogiczny i chemiczny.

Im więcej, np. będzie grunt zawierać cząsteczek twardych, wytrzymałych na ciśnienie i mniej ścieralnych, tym grunt będzie odporniejszy na destrukcję pod wpływem czynników mechanicznych.

Np. tłuczeń z granitu będzie trudniej poddawać się destrukcji pod wpływem czynników mechanicznych, niż tłuczeń z miękkiego wapienia.

Skład mineralogiczny ma również ważny wpływ i na inne właściwości gruntów: tak, np. wielkość absorpcji, przy innych jednakowych warunkach, zależy od składu mineralogicznego gruntu: pył kwarcowy ma bardzo małą zdolność absorbcyjną, gdy pył z miki lub kaolinitu — dużą.

Nie jest tu miejsce dla wyliczania i opisu szczegółowego minerałów, z jakich składają się grunty, gdyż jest to przedmiotem mineralogii i geologii.

Nadmienić należy, że najczęściej rozpowszechniony jest kwarc, który w pewnych gruntach stanowić może 90% i więcej zawartości ogólnej.

Dalej, również często spotykamy szpat polny w rozmaitych postaciach (ortoklaz, plagioklaz itp.) oraz stopniach rozkładu (mika, kaolin). Stanowiąc one mogą do 20% składu gruntu.

Poza tym spotykamy pyrokseny, amfibole, grupę kaolinitu, granatu, sulfatów (np. gips), karbonaty (kalcyt, syderyt, dolomit itp.).

Metody badań składu mineralogicznego gruntów należą do zakresu mineralogii i podane tu nie będą.

Wspomnieć tu należy, że przy badaniach mineralogicznych gruntów sypkich, w celu oddzielenia jednych minerałów od

drugich, można wykorzystać różnicę ciężaru właściwego poszczególnych minerałów i zastosować zanurzenie i wymulanie próbek gruntów w ciężkich płynach o ciężarze właściwym do 3,5.

W celu rozpoznania minerałów, okruchy skał bada się pod mikroskopem, bądź przygotowując szlify, bądź przeglądając je w świetle odbitym, wreszcie zastosować można analizę mikrochemiczną.

Skład chemiczny gruntów również ma niemały wpływ na ich właściwości; skład ten jest bardzo rozmaity i zawierać może wiele pierwiastków. Na własności, ważne pod względem budowlano-technicznym, wywiera duży wpływ obecność w gruntach związków rozpuszczalnych w wodzie, ich skład chemiczny i zawartość procentowa.

Jedne związki wywołują koagulację (łączenie się) cząsteczek, inne — pęcznienie (powiększenie objętości), inne — zwiększenie gęstości. Niektóre sole rozpuszczalne w wodzie, a wchodzące w skład gruntu, mogą powodować osiadanie warstw gruntów, niekiedy niebezpieczne dla budowli inżynierskich.

Zwięzłość gruntów w dużym stopniu zależy od składu chemicznego wody. Np. obecność w wodzie pewnych soli może wywołać koagulację cząsteczek gliny, zwłaszcza, gdy wody w gruncie będzie stosunkowo mało.

Przepuszczalność gruntów zależy w pewnym stopniu od składu chemicznego soli rozpuszczonych w wodzie.

Domieszka  $NaHCO_3$  zmniejsza przepuszczalność, a  $CaCO_3$  i  $CaSO_4$  — powiększa ją.

Obecność w wodzie niektórych soli, zwłaszcza zawierających siarkę, może wpływać na trwałość podziemnych części budowli, składających się z betonu.

Poprzestaniemy na tych ogólnych uwagach o wpływie składu mineralogicznego i chemicznego gruntów, zaznaczając, że dla budowli inżynierskich mają one wpływ stosunkowo mniejszy, niż właściwości fizyczne lub mechaniczne.

## 5. Właściwości fizyczne gruntów

Właściwości fizyczne gruntów zależą od trzech podstawowych czynników:

- a) Sił, jakie się rozwijają na powierzchni cząsteczek gruntu.
- b) Wielkości, formy i ułożenia cząsteczek gruntów.
- c) Składu mineralogicznego.

Łącznie działając, czynniki te powodują takie lub inne właściwości fizyczne i mechaniczne gruntów. Mała ilość — przynajmniej dotychczas — materiału doświadczalnego nie daje możliwości określenia, w jakim stosunku wymienione czynniki mają wpływ na te lub inne właściwości gruntów.

Ze względów technicznych interesują nas następujące właściwości gruntów: 1) wodne właściwości gruntów, jak włoskowatość, hygroskopijność, przepuszczalność, wilgotność; 2) ciężar właściwy; 3) porowatość; 4) plastyczność; 5) lepkość; 6) zwężłość; 7) skurczliwość; 8) pęcznienie.

### 1. Wodne właściwości gruntów

Wpływ wody na właściwości gruntów jest bardzo poważny; obecność wody w gruncie nieraz w stosunkowo małej ilości może radykalnie wpływać na wartość techniczną gruntu, jako materiału budowlanego.

Woda w gruntach może znajdować się w różnych postaciach; znajdujemy wodę: a) w postaci pary wodnej, zawierającej się w wolnych przestrzeniach między cząsteczkami gruntu; b) w postaci wody hygroskopijnej; c) błonkowej (otaczającej poszczególne cząsteczki gruntu); d) włoskowatej; e) wolnej wody, mogącej spływać między cząsteczkami gruntu pod wpływem ciężaru własnego i f) wody w stanie stałym, tj. w postaci lodu.

a. Para wodna znajduje się w powietrzu wypełniającym wolną przestrzeń pomiędzy cząsteczkami gruntu; przechodzi z miejsca, gdzie jest niższa temperatura, do miejsc, gdzie jest wyższa temperatura; ilość pary wodnej zależy od wielu warunków: temperatury, wilgotności gruntu, napięć powierzchniowych, granulometrycznego składu gruntu itp. Para wodna, pod wpływem oziębienia się atmosfery i oziębienia wierzchnich warstw gruntu poniżej  $0^{\circ}$ , może skraplać się i nawet przechodzić w stan stały, tj. utworzyć lód.

b. Woda hygroskopijna. Nazywamy tak wodę, która zostaje przyciągnięta (zaabsorbowana) przez powierzchnię cząsteczek gruntu z pary wodnej powietrza i może być usunięta przez podgrzanie gruntu do temperatury  $105^{\circ}$ — $110^{\circ}\text{C}$ .

Jeżeli grunt wysuszony przy temperaturze  $105^{\circ}$ — $110^{\circ}\text{C}$  zetknie się z powietrzem wilgotnym, w ciągu pewnego czasu waga jego powiększy się.

Gdy w gruncie znajdzie się największa ilość wody, którą mogą przyciągnąć z pary wodnej z powietrza cząsteczki gruntu, stan gruntu nazywamy hygroskopijnie nasyconym.

Hygroskopijność poszczególnych gruntów jest różna; w dużym stopniu zależy od wymiaru cząsteczek: np. w gruntach piaszczystych jest mała, często wynosi mniej niż 1%, w glinie—dochodzi do 17%. Woda hygroskopijna jest przyciągana przez cząsteczki gruntu i dopiero po podgrzaniu do  $105^{\circ}$ — $110^{\circ}\text{C}$  przechodzi w parę i uzyskuje swobodę ruchu.

c. Woda błonkowa nazywamy wodę, pokrywającą powierzchnię cząsteczek gruntu w postaci błonki i utrzymywanej przez przyciąganie cząsteczkowe; siła przyciągania jest tak znaczna, że woda ta nie może być usunięta nawet przy pomocy centryfugi, rozwijającej siłę odśrodkową parokrotnie większą, niż ciężar cząsteczek gruntu.

Woda błonkowa, jak dowiodły doświadczenia, może przechodzić z miejsc więcej wilgotnych do miejsc suchszych; waga tej wody nie gra tu roli, gdyż ruch jej może mieć miejsce zarówno z góry na dół, jak odwrotnie lub w kierunku poziomym.

Największa wilgotność w postaci wody błonkowej wynosi do 2% dla piasku, a dla gruntów gliniastych do 15%.

d. Woda włoskowata nazywamy taką wodę, która wypełnia kanaliki pomiędzy cząsteczkami gruntu i utrzymuje się dzięki napięciom powierzchniowym i przyleganiu do powierzchni cząsteczek.

Jeżeli suchą gliną wypełnimy rurkę szklaną i koniec rurki opuścimy do naczynia z wodą, zauważymy, że glina zacznie wciągać wodę, która w rurce podniesie się ponad poziom wody w naczyniu. Zjawisko to jest analogiczne do znanego zjawiska podnoszenia się wody w rurkach cienkich o bardzo małej średnicy (włoskowatych), zanurzonych jednym końcem w wodę, ponad poziom tej ostatniej.

W rurkach włoskowatych wysokość podniesienia się poziomu wody jest odwrotnie proporcjonalna do średnicy rurek; szybkość podnoszenia się wody jest tym mniejsza, im węższa jest rurka; przy powiększeniu się temperatury wysokość po-

ziomu wody w rurce zmniejsza się, szybkość zaś podnoszenia się — powiększa się.

Wysokość podniesienia poziomu wody w poszczególnych gruntach zależy od składu granulometrycznego i porowatości.

W ciężkich gruntach gliniastych wysokość włoskowatego podniesienia się poziomu wody może osiągnąć 8—9 m, zwykle dla gruntów gliniastych wysokość tę przyjmuje się 1—2 m, dla drobnych piasków tylko 0,4—0,6 m.

Tablica III

(Doświadczenia Atterberga).

Średnica cząsteczek gruntu w mm	Wysokość włoskowatego podniesienia poziomu wody		Max. wysokości	Czas osiągnięcia maximum wysokości
	po 24 godz.	po 48 godz.		
5,0 — 2,0	22 mm	—	35 mm	3 dni
2,0 — 1,0	54 „	60	65 „	4 „
1,0 — 0,5	115 „	123	131 „	4 „
0,5 — 0,2	214 „	230	246 „	8 „
0,2 — 0,1	376 „	396	428 „	8 „
0,1 — 0,05	530 „	574	1055 „	72 „
0,05— 0,02	1153 „	1360	2000 „	—
0,02— 0,01	485 „	422	—	—
0,01— 0,005	285 „	—	—	—

Dla gruntów piaszczysto-gliniastych i gliniasto-piaszczystych można przyjąć wartości pośrednie.

Znaczenie wody włoskowatej w gruntach jest bardzo ważne dla stanu gruntów, gdyż wskutek powierzchniowego napięcia w cząsteczkach wody w kanałach włoskowatych powstają różnego rodzaju wewnętrzne napięcia, powodujące kurczliwość, pęcznienie, zwięzłość gruntów itp.

Np. przy istnieniu w gruncie wody włoskowatej, grunt właściwie nie może być obciążany. Dlatego też drogi grunto-we nie mogą być budowane z gruntów, mających wilgotność zbliżoną do wilgotności gruntów z wodą włoskowatą.

Jeszcze jedna właściwość wody włoskowatej zasługuje na



podkreślenie: woda włoskowata w kanalikach bardzo wąskich [o średnicy mniejszej od 0,1 mikrona (0,1 mikrona = 0,0001 mm)] nie może w całości wyparować, gdy woda zawarta w kanalikach włoskowatych szerszych (np. w piasku) może być usunięta całkowicie przez wyparowanie.

e. Woda wolna i gruntową nazywamy taką wodę, zawartą w gruncie, która pod wpływem swego ciężaru może spływać z warstw górnych do warstw dolnych lub też spływa w warstwie gruntu przepuszczalnego po powierzchni gruntu nieprzepuszczalnego pochyłonej do poziomu.

Ilość wody wolnej lub gruntowej, jak również szybkość jej ruchu zależy od wielu warunków, np. rodzaju gruntu, jego porowatości, ukształtowania terenu itp.

f. Woda w postaci lodu tworzy się w gruncie w powierzchniowych warstwach gruntu, gdy temperatura jego obniża się poniżej zera. Wtedy w lód przechodzi woda zawarta między cząsteczkami lub otaczająca je (np. w postaci wody błonkowej); w lód może przechodzić również para wodna zawarta pomiędzy cząsteczkami gruntu; para ta skrapla się na głębokości, na której temperatura jest obniżona odpowiednio i zamarza na głębokości, na której temperatura jest poniżej 0° C; przy niskiej temperaturze powietrza, trwającej dłuższy czas na pewnej głębokości, mogą się tworzyć warstewki lub soczewki lodu, które przy zamarzaniu mogą warstwę gruntu nad nim leżącą unieść w górę i wywołać tzw. pęcznienie gruntu; zjawisko to zwykle zauważa się przy odmarzaniu gruntu.

Przepuszczalność gruntów. Zdolność przepuszczania wody w poszczególnych rodzajach gruntów występuje w rozmaitych stopniach; przede wszystkim zależy od składu granulometrycznego; tak, np. grunty gliniaste są bardzo mało przepuszczalne i odwrotnie, piaski, żwiry itp., są przepuszczalne.

Gdy w piasku mamy domieszkę gliny, grunt taki przy zawartości gliny do 15% jest przepuszczalny, jak czysty piasek, ale, gdy glina w piasku stanowi 15 — 20%, przepuszczalność jest znacznie mniejsza, a przy 30% zawartości gliny w piasku grunt taki można uważać za zupełnie nieprzepuszczalny.

Na przepuszczalność gruntów wpływa obecność w nim pęczniących cząsteczek i niektórych soli rozpuszczalnych

w wodzie; również ma wpływ ubijanie gruntów: grunty ubite są mniej przepuszczalne, niż grunty luźne.

Określanie przepuszczalności gruntów wykonywa się laboratoryjnie przy pomocy różnych przyrządów.

Spółczynnik przepuszczalności, dający możliwość porównywania pod tym względem różnych gruntów, określa się z wzoru Darcy:

$$Q = k \cdot F \cdot j \quad \dots \quad (1)$$

We wzorze tym:

$Q$  — ilość przepływającej wody przez grunt w ciągu 1 sek,

$F$  — przekrój poprzeczny próbki gruntu,

$j = \frac{h}{l}$ , gdzie  $h$  ciśnienie przepływającej wody, a  $l$  — grubość warstwy badanego gruntu,

$k$  — współczynnik przepuszczalności.

Z wzoru (1) można łatwo obliczyć szybkość, z którą woda przepływa: znając powierzchnię  $F$ , iloraz  $\frac{Q}{F}$  da nam szybkość

$$\text{przepływu } v = \frac{Q}{F}.$$

Wzory powyższe stosować można tylko dla piasków drobnych i średnich; nie można stosować ich do glin i żwirów.

Dla określenia przepuszczalności gruntów piaszczystych i gliniastych prof. K. Terzaghi<sup>1)</sup> zaproponował dość złożone wzory na wół doświadczalne.

Wilgotność gruntów. Wilgotnością gruntów nazywamy procentową zawartość wagową wody w próbce z wzoru:

$$W = \frac{a - b}{b} \cdot 100, \quad \dots \quad (1)$$

gdzie:

$a$  — ciężar próbki wilgotnej,

$b$  — ciężar próbki wysuszonej.

Najmniejsza wilgotność gruntu ma miejsce wtedy, gdy woda zawarta w gruncie jest w postaci wody błonkowej, tj. kiedy pokrywa w postaci cienkiej warstwy cząsteczki gruntu.

Włoskowata wilgotność ma miejsce wtedy, gdy woda wypełnia włoskowate kanaliki pomiędzy poszczególnymi ziarnami gruntu.

<sup>1)</sup> Erdbaumechanik. Prof. K. Terzaghi 1928.

Maksymalna wilgotność ma miejsce wtedy, gdy woda całkowicie wypełnia wolną przestrzeń pomiędzy cząsteczkami gruntu; zależna więc jest od wielkości i formy cząsteczek gruntu, gdyż od tego zależna jest porowatość gruntu.

Wollny<sup>1)</sup> podaje wielkości maksymalnej wilgotności, w zależności od wielkości cząsteczek według tablicy IV.

Tablica IV

Średnica cząsteczek gruntu w mm	Maksymalna wilgotność w % wagowych
0,010 — 0,071	32,05
0,071 — 0,114	32,05
0,114 — 0,117	28,87
0,117 — 0,250	25,99
0,250 — 0,500	24,67
0,500 — 1,000	22,45

Z tablicy powyższej widzimy, że maksymalna wilgotność w gruntach o cząsteczkach drobniejszych jest większa, niż w gruntach o cząsteczkach grubszych.

Poza tym należy pamiętać, że maksymalna wilgotność jest mniejsza w gruntach z zachowaną strukturą pierwotną o 3—10%, niż w tych samych gruntach z naruszoną strukturą.

Tablica V<sup>2)</sup> daje nam również pojęcie o wilgotności maksymalnej różnych gruntów.

Badania nad wilgotnością gruntów wykazały: 1) że jest ona tym większa, im cząsteczki gruntu są drobniejsze; 2) że zależy od rodzaju cząsteczek gruntu: np. przy jednakowej wielkości cząsteczek jest największa w torfie, mniejsza — w glinie, jeszcze mniejsza — w gruntach, złożonych z pyłu kwarcowego.

Poza tym na wilgotność gruntów oddziałują szereg innych czynników, jak obecność w wodzie różnych soli rozpuszczalnych, temperatura itp.

<sup>1)</sup> E. Blanck. Handbuch der Bodenlehre. VI Band 1930.

<sup>2)</sup> K. N. Łukaszew. Gruntowiedzenie. 1933.

Tablica V

R o d z a j   g r u n t u	Wilgotność maksymalna w litrach/1 m <sup>3</sup>
1. Wapienie . . . . .	15 do 170
2. Żwir . . . . .	360 — 377
3. Piasek gruboziarnisty (2 mm) . . . . .	360
4. Piasek drobny . . . . .	420
5. Piaszczysto-gliniasty . . . . .	464
6. Margiel . . . . .	175
7. Czarnoziem gliniasty . . . . .	481
8. Piaszczysto-gliniasty czarnoziem . . . . .	553
9. Gлина plastyczna . . . . .	550
10. Torf . . . . .	1100 do 1500

W zależności od wilgotności i przepuszczalności, grunty można podzielić na następujące kategorie:

a) grunty przepuszczalne niewilgotne: do nich należą piaski i żwiry; włoskowatość w tych gruntach bywa wtedy, gdy posiadają one odpowiednią domieszkę cząsteczek drobniejszych.

b) grunty przepuszczalne wilgotne: torf i grunty torfiaste.

c) grunty nieprzepuszczalne wilgotne: grunty gliniaste; przy napełnieniu kanałów włoskowatych wodą stają się grunty te zupełnie nieprzepuszczalne.

d) grunty nieprzepuszczalne niewilgotne: skały krystaliczne monolitowe i scementowane osadowe (piaskowce i wapienie).

e) na wpeł przepuszczalne i na wpeł wilgotne: lössy i grunty gliniaste o składzie podobnym do składu lössów; skład granulometryczny tych gruntów bywa różny, stąd i właściwości ich bywają różne.

Podany wyżej podział gruntów według ich przepuszczalności i wilgotności jest umowny (konwencjonalny), gdyż wobec wielkiej różnorodności gruntów pomiędzy poszczególnymi grupami nie ma ścisłych granic i istnieje mnóstwo gruntów o właściwościach pośrednich.

## 2. Ciężar właściwy i ciężar objętościowy gruntów

Ciężar właściwy gruntu—jest to stosunek wagi pewnej masy gruntu do wagi wody takiej samej objętości; cięż-

żar właściwy gruntu charakteryzuje tylko masę, z której składają się cząsteczki gruntu; wynosi on od 2,4 do 3,0 i czasami do 4,0, w zależności od składu mineralogicznego i chemicznego cząsteczek gruntu.

Np. ziarna piasku kwarcowego mają ciężar właściwy 2,5—2,7, a cząsteczki pyłowe i gliniaste 2,4—2,5.

Ciężar objętościowy gruntu jest to stosunek wagi pewnej objętości gruntu (wraz z wolną przestrzenią między jego cząsteczkami) do wagi takiejże objętości wody.

Wielkość ciężaru objętościowego zależy z jednej strony od składu mineralogicznego i granulometrycznego gruntu, z drugiej strony — od objętości wolnej przestrzeni pomiędzy cząsteczkami gruntu.

Istnieją tablice, podające ciężar objętościowy różnych gruntów.

Do obliczeń zwykłych, gdy nie chodzi o zbyt dużą dokładność przyjmujemy dane z tablicy VI<sup>1)</sup>.

Tablica VI

Rodzaj gruntu	Ciężar objętościowy $kg/m^3$
Ziemia zwierzchnia (humus) normalnie wilgotna, spulchniona	1400 ✓
Ziemia ubita, lekko wilgotna . . . . .	1700
Ziemia pulchna, nasiąknięta wodą . . . . .	1800
Grunt próchnicowy, darnina . . . . .	600—900
Grunt gliniasty, nieubity, suchy . . . . .	1500
Grunt gliniasty, ubity, suchy . . . . .	1700
Grunt gliniasty, nasycony wodą . . . . .	1900
Piasek, żwir, tłuczeń suchy . . . . .	1500—2000
Gлина tłusta . . . . .	1800—2600
Piaskowiec w zwartej masie . . . . .	1900—2700
Wapień w zwartej masie . . . . .	2200—2800
Granit, bazalt w zwartej masie . . . . .	2500—3000

### 3. Porowatość gruntów

Porowatością gruntów nazywamy stosunek objętości wolnej przestrzeni pomiędzy cząsteczkami do objętości gruntu mierzonej wraz z tą wolną przestrzenią:

<sup>1)</sup> Bryła. Podręcznik Inżynierski cz. I.

$$P = \frac{V_1}{V_2} \dots \dots \dots (1)$$

We wzorze tym:

$P$  — porowatość,

$V_1$  — objętość wolnej przestrzeni w danej próbce gruntu, której objętość =  $V_2$ .

Porowatość gruntu zależy od składu granulometrycznego: przy większej procentowej zawartości drobniejszych cząsteczek porowatość jest większa.

Np. badania prof. W. W. Ochotina dały wyniki podane w tabl. VII.

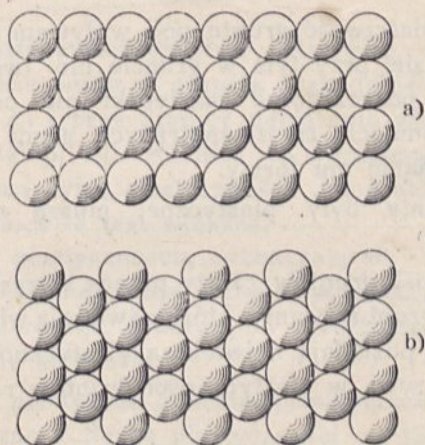
Tablica VII

Mieszanka z frakcyj:		Porowatość w %
a) 2,0—1,0 mm w średnicy	} + 5% kaoliny	
b) 0,05—0,01 mm „		
Procentowa zawartość frakcyj		
% frakcji 2,0—1,0 mm	% frakcji 0,005—0,01 mm	
95	0	34,70
85	10	30,47
75	30	25,03
55	40	26,76
45	50	29,61
35	60	31,98
30	65	37,11
0	95	41,99

Porowatość w znacznej mierze zależna jest nie tylko od wielkości, ale i od formy cząsteczek gruntu; gdyby one były jednakowe, porowatość możnaby łatwo obliczyć.

Gdyby cząsteczki gruntu miały formę kuleczek jednakowej średnicy, mogłyby się ułożyć rozmaicie: albo tak, jak na rys. 6a i wtedy teoretyczna porowatość takiego teoretycznego gruntu wynosiłaby aż 47,64% ogólnej objętości; może być również układ cząsteczek taki, jak na rys. 6b i wtedy porowatość gruntu będzie znacznie mniejsza: stanowić będzie już tylko 25,95%.

W rzeczywistości grunty składają się z cząsteczek najrozmaitszej wielkości, zmieszanych w najrozmaitszych stosunkach. Dla ogólnej orientacji dla celów praktycznych wystarczają dane tablicy VIII<sup>1)</sup>.



Rys. 6.

Tablica VIII

Rodzaj gruntu	Porowatość w %
Żwir o średnicy 7 mm . . . . .	27,0
Piasek gruboziarnisty ze żwirem . . . . .	38,0
Piasek gruboziarnisty 2 mm w średnicy . . . . .	40,0
Piasek drobnoziarnisty $\frac{1}{3}$ mm w średnicy . . . . .	42,3
Pył skalny . . . . .	46,9
Grunt gliniasty . . . . .	47,4
Gлина . . . . .	52,7
Torf . . . . .	81,0

Porowatość gruntów ma wpływ na wiele właściwości gruntów: np. w zależności od porowatości i wymiaru kanalików między cząsteczkami jest największa wilgotność i przepuszczalność gruntów, a w szczególności szybkość ruchu wody grunto-

<sup>1)</sup> K. Łukaszew. Gruntowidzenie 1933.

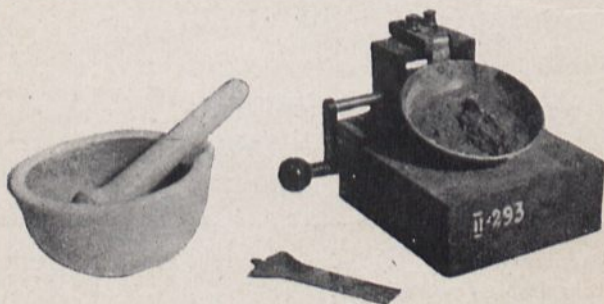
wej; porowatość gruntu ma również poważny wpływ na rozmywanie, skurczalność, wytrzymałość na ściskanie.

#### 4. Plastyczność gruntów

Jest to właściwość gruntu pod wpływem sił zewnętrznych deformowania się, przy tym w gruncie nie tworzą się szczeliny i w ogóle poszczególne cząsteczki nie odłączają się od siebie, a po usunięciu sił zewnętrznych grunt ma właściwość utrzymania nadanej mu formy.

Aby grunty były plastyczne, muszą zawierać pewną ilość wody.

Plastyczność gruntów zależy przede wszystkim od wielkości cząsteczek gruntu: grunty, które zawierają większą ilość gliny ( $d < 0,005 \text{ mm}$ ) posiadają największą plastyczność; płaska forma cząsteczek odgrywa w plastyczności gruntów rolę poważną.



Rys. 7.

Przy dodawaniu wody do gruntu plastycznego charakter plastyczności zmienia się w zależności od ilości wody.

Atterberg, który dużo zajmował się plastycznością gruntów, rozróżnia następujące stany plastyczności:

1. Górna granica płynności gruntu, gdy grunt jest rzadki i sływa strumieniem, jak gęsty płyn.

2. Dolna granica płynności, gdy dwa kawałki gruntu położone na miseczkę zlepiają się pod wpływem uderzenia w miseczkę lub potrząsania jej (specjalny przyrząd Atterberga (rys. 7)).



3. Granica lepkości, gdy grunt traci lepkość.
4. Granica ugniatania, przy której ciasto z gruntu przestaje ugniatać się w cienkie wałeczki.
5. Granica zwięzłości, przy której wilgotne kawałki gruntów, pod wpływem ciśnienia zewnętrznego, przestają tworzyć jedną całość.

Stopień plastyczności gruntów Atterberg wyraża różnicą między zawartością wody w gruncie przy dolnej granicy płynności (p. wyżej p. 2.) i przy granicy ugniatania gruntu w cienkie wałeczki (p. wyżej p. 4.). Różnica ta wyrażona w procentach stanowi tak zwaną cyfrę plastyczności. Im grunt jest plastyczniejszy, tym różnica ta jest większa.

Największą plastycznością odznaczają się ciężkie grunty gliniaste. Piaski nie mają zupełnie plastyczności.

Według Atterberga grunty pod względem plastyczności dzielą się na trzy kategorie:

1. Bardzo plastyczne z liczbą plastyczności powyżej 15;
2. Plastyczne z liczbą plastyczności od 15 do 7;
3. Mało plastyczne z liczbą plastyczności  $< 7$ .

Dla określenia liczby plastyczności gruntu używany jest najczęściej przyrząd Atterberga (rys. 7), którego opis pomijamy ze względu na ograniczoną objętość niniejszej książki; metoda ta polega: 1) na określeniu dolnej granicy płynności gruntu na specjalnie skonstruowanym przyrządzie, 2) na określeniu granicy ugniatania gruntu w cienkie wałeczki i 3) na określeniu różnicy procentowej zawartości wody, przy których te granice mają miejsce.

### 5. Lepkość gruntów

Jest to właściwość gruntów, będących w stanie wilgotnym, do przywierania do ciał-twardych. Właściwość ważna w budownictwie drogowym (przywieranie mokrej ziemi do kół pojazdów i powiększanie współczynnika oporu ruchu) i w robotach ziemnych, gdyż lepkość gruntów może w znacznym stopniu utrudniać pracę narzędzi i maszyn.

Lepkość gruntów zależy od składu granulometrycznego, stopnia wilgotności, materiału, z jakiego utworzony jest przedmiot przylegający do gruntu.

Grunty gruboziarniste posiadają lepkość nieznaczną, drobnoziarniste, zwłaszcza z dużą domieszką cząsteczek, gliniastych — znaczną.

Lepkość gruntu w znacznym stopniu zależy od stopnia wilgotności, zwiększa się przy jej powiększaniu, jednak tylko do pewnej granicy, za którą zaczyna się zmniejszać.

Istnieją przyrządy do określania lepkości gruntów; lepkość winna być określana przy różnych stopniach wilgotności gruntów.

## 6. Zwięzłość gruntów

Zwięzłością gruntów nazywamy właściwość, dzięki której cząsteczki gruntu utrzymują się w stałym położeniu względem siebie; aby zmienić położenie wzajemne cząsteczek, trzeba użyć mniejszą lub większą siłę.

Stopień zwięzłości zależy od zawartości w gruncie cząsteczek gliniastych i koloidalnych, ich formy oraz od stopnia wilgotności; zawartość w gruncie niektórych soli rozpuszczalnych w wodzie również wpływa na stopień zwięzłości.

Największą zwięzłość posiadają grunty gliniaste, najmniejszą — piaski.

Bada się stopień zwięzłości poszczególnych gruntów przez zgniatanie na specjalnej precyzyjnej prasie hydraulicznej przygotowanych w specjalnych formach sześciątów z gruntów.

Według doświadczeń Atterberga dla zmiażdżenia takich sześciątów:

1. grunty gliniaste wymagają ciśnienia	60—31	kg/cm <sup>2</sup>
2. grunty piaszczysto-gliniaste mocne	30—16	„
3. „ „ „ lekkie	15—8	„
4. piaski . . . . .	7—0	„

## 7. Skurczalność gruntów

Jest to właściwość zmniejszania objętości pod wpływem wysychania.

Jeżeli zawartość wody w gruncie zmniejszy się o tyle, że ilość jej będzie mniejsza, niż jest potrzebna dla granicy płynności (dolnej), wtedy grunt ze stanu plastycznego przechodzi do stanu półtwardego.

W miarę zmniejszania się ilości wody zmniejsza się objętość gruntu; zmniejszanie się objętości gruntu jest równe objętości wyparowanej wody. W pewnym momencie objętość gruntu przestaje się zmniejszać, gdy tymczasem ilość wody w gruncie wskutek parowania zmniejsza się w dalszym ciągu i jednocześnie zmniejsza się ciężar objętościowy gruntu. W tym stanie grunt ze stanu półtwardego przechodzi w stan twardy.

Zawartość wody odpowiadająca punktowi przejścia gruntu do stanu twardego, nazywa się granicą skurczalności gruntu (według Atterberga), którą określamy w procentach wagowych zawartości wilgoci w stosunku do wagi wysuszonej próbki gruntu.

Granice skurczalności danego gruntu możemy otrzymać, sporządzając wykres zależności ciężaru objętościowego gruntu od zawartości w nim wody. Odmierzając na jednej osi współrzędnych ciężar objętościowy gruntu, a na drugiej odpowiadającą mu zawartość wody, otrzymamy krzywą zmiany ciężaru objętościowego w zależności od zmiany zawartości wody.

Punkt zwrotny tej krzywej odpowiada granicy skurczalności gruntu.

Wielkość skurczalności zależy od formy i wymiarów cząsteczek i od zagęszczenia (ewentualnie ubicia) gruntu.

Im więcej w gruncie cząsteczek gliniastych i koloidalnych, tym skurczalność będzie większa: skurczalność gliny piaszczystej dochodzi do 20—25% wymiarów liniowych próbki.

### 8. Pęcznienie gruntów

Jest to właściwość niektórych gruntów — w zależności od ich składu granulometrycznego — powiększania objętości pod wpływem nasycenia wodą.

Stopień pęcznienia jest w związku z ilością cząsteczek gliniastych i pyłowych, zawartych w gruncie.

Np. ilowate, ciężkie gliniaste grunty powiększają swoją objętość więcej niż o 5%, kaolina — do 25%, a sypkie piaski — mniej niż 5%.

Z pęcznieniem gruntów trzeba się liczyć przy wykonywa-

niu bardzo wielu budowli inżynierskich, w szczególności przy robotach ziemnych i budownictwie drogowym.

Pęcznienie gruntów jest zjawiskiem złożonym, wpływającym z nierównomierności ciśnień hydrostatycznych na powierzchni i wewnątrz gruntu i innych zjawisk. Sprawa ta dotychczas jest mało zbadana.

## 6. Mechaniczne właściwości gruntów

Podajemy najogólniejsze wiadomości z tego działu, obecnie bardzo obszernego — dla ogólnego orientowania się przy wykonywaniu robót ziemnych.

### 1. Sprężystość gruntów

Grunty posiadają w pewnym stopniu sprężystość. Odkształcenia pod wpływem sił zewnętrznych, działających na grunty, podzielić można na sprężyste i stałe.

Jeżeli grunt pod działaniem pewnej siły zewnętrznej odkształca się, a po usunięciu tego obciążenia traci odkształcenie i wraca do stanu, w jakim był przed obciążeniem, odkształcenie takie nazywamy sprężystym.

Przy pewnej wielkości obciążenia (jednostkowego) grunt przestaje mieć odkształcenia sprężyste; przy powiększeniu tych obciążeń, grunt otrzymuje odkształcenia niesprężyste, stałe.

Wielkość obciążenia, przy którym odkształcenia przestają być sprężystymi, jest granicą sprężystości; nazywają go również wytrzymałością gruntu, jeżeli założymy, że grunt nie może być obciążany do tego stopnia, aby miały miejsce obciążenia stałe; w wielu wypadkach przy wznoszeniu budowli inżynierskich dopuszcza się obciążenia poza granicą sprężystości, o ile tych deformacji niesprężystych, jak np. osiadania budowli w pewnych granicach wskutek zbyt wielkiego obciążenia gruntów, nie obawiamy się. Często w podręcznikach inżynierskich znajdujemy tablice w rodzaju, jak tablica IX <sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Förster. Taschenbuch für Bauingenieure. Berlin 1920.

Tablica IX

Rodzaj gruntu	Dopuszczalne obciążenie $kg/cm^2$
Twarda, mocna skała . . . . .	20—30
Piaskowiec, tuf, trachit. . . . .	7—15
Zbity żwir . . . . .	6— 8
Zbity piasek. . . . .	4— 6
Zbity drobny piasek. . . . .	4— 5
Glina . . . . .	3— 4
Naturalny grunt nasypany. . . . .	0,5—1,0

Są to dane przyjęte przez poszczególnych autorów z praktyki; nie zawsze są one miarodajne; warunki, w jakich poszczególne grunty się znajdują, są tak różne, a grunty mają tak różny skład i właściwości, że normy oznaczane w takich tablicach są problematyczne, pomimo przewidywanego dużego zapasu bezpieczeństwa; nie można więc ręczyć, czy przy podanych w tablicach obciążeniach nie nastąpią odkształcenia stałe gruntu, które w pewnych wypadkach mogą być bardzo niepożądane dla budowli, które wznosimy.

Granica sprężystości jednego i tego samego gruntu może wahać się w szerokich granicach w zależności od warunków, w jakich grunt się znajduje, np. w zależności od stopnia wilgotności danego gruntu.

Sprężyste odkształcenia gruntu zależą od sprężystych odkształceń cząsteczek gruntów oraz częściowo od sprężenia powietrza w porach (wolnej przestrzeni) pomiędzy cząsteczkami gruntów.

Odkształcenie ogólne, równe odkształceniu sprężystemu i stałemu, z początku jest w stosunku prostym do wielkości obciążenia, a następnie w miarę zbliżania się jego do granic wytrzymałości zaczyna szybko wzrastać.

Wielkość odkształceń zależy od rodzaju gruntu, jego wilgotności, wymiarów powierzchni zgniatanej i jej zagłębienia pod powierzchnią gruntu.

Sprawą sprężystości gruntów zaczęto w obszerniejszym zakresie zajmować się dopiero w ostatnich latach; istnieją badania liczne, na ogół jednak sprawa przedstawia się jeszcze

chaotycznie, tym bardziej, że jest bardzo trudna do ujęcia dla celów praktycznych ze względu na różnorodność warunków, w jakich grunty mogą się znajdować i na różnorodność samych gruntów. Np. bardzo wiele pozostawia do życzenia sprawa oznaczania modułu sprężystości gruntów. Na zasadzie znanego prawa Hooke'a wielkość odkształceń, w granicach sprężystości, jest w stosunku prostym do siły wywołującej te odkształcenia, stąd wypływa wzór:

$$A = \frac{P}{E}.$$

We wzorze powyższym oznacza:

$E$  — moduł sprężystości w  $kg/cm^2$ ,

$P$  — siła zewnętrzna w  $kg$ ,

$A$  — odkształcenie gruntu liniowe w kierunku działania siły.

Na zasadzie badań, przeprowadzonych przez różnych badaczy, moduł sprężystości  $E$  zależy od wielu czynników: składu granulometrycznego gruntu, wilgotności, wielkości ciśnienia, pierwotnego ubicia itp. Według prof. K. Terzaghi dla gliny, przy różnych stopniach jej wilgotności, moduł sprężystości waha się w dużych granicach, znacznie powiększając się w miarę zmniejszania się stopnia wilgotności (p. tablica X).

Tablica X

Wilgotność gliny w %%	Moduł sprężystości $E$
27	115— 76
23	310— 195
14	3160—3460
3	7310—6100

Przy powiększaniu ciśnienia na grunt,  $E$  powiększa się. Pomiędzy modułem sprężystości  $E$  i ciśnieniem włoskowatym  $P_k$  istnieje ważny dla praktyki stosunek, mianowicie stosunek  $\frac{E}{P_k} = \text{const.}$  — jest stały, niezależny od stopnia wilgotności: daje to możliwość określenia modułu sprężystości danego gruntu przy

dowolnym ciśnieniu włoskowatym  $P_k$ , o ile mamy moduł ten określony dla pewnej wartości  $P_k$ .

## 2. Ścisłość gruntów

Ścisłością gruntów nazywamy właściwość gruntów zmniejszania objętości pod wpływem zewnętrznej siły (obciążenia), bądź też pod wpływem sił wewnętrznych — przyciągania się wzajemnego cząsteczek gruntu.

Ścisłość zależna jest od wilgotności gruntów, ich rodzaju, ubicia, struktury itp.

Np. ścisłość piasku jest zwykle niewielka; gliny posiadają ścisłość znacznie większą; jeżeli przy tym ciśnienie zewnętrzne będzie zmniejszane lub usuwane, glina i grunty gliniaste rozszerzać się będą stosunkowo więcej, niż w tych samych warunkach grunty piaszczyste, co dowodzi większej sprężystości gruntów gliniastych, niż piaszczystych.

Wilgotność gruntu ma duży wpływ na jego ścisłość: przy powiększaniu ciśnienia na grunt i zmniejszaniu objętości gruntu, zmniejsza się jego wilgotność.

Ścisłość i wilgotność gruntu są w stosunku następującym: przy swobodnym odpływie wyciśniętej wody dla danego gruntu poszczególnym wartościom ciśnień na grunt odpowiada pewna wilgotność i na odwrót, każdej wilgotności odpowiada pewne odpowiednie jej ciśnienie na grunt. Ma to duże znaczenie praktyczne, gdyż pozwala, na podstawie badań laboratoryjnych, zestawiać wykresy zależności między ciśnieniem wywieranym na grunt i jego wilgotnością.

Na podstawie takiego wykresu, mając z pobranej próbki dla danego gruntu określoną wilgotność naturalną (stałą) na głębokości projektowanego fundamentu, możemy dla tego projektowanego fundamentu dobrać tak ciśnienie na grunt, aby ono odpowiadało tej wilgotności: po wykonaniu budowli nie nastąpi osiadanie fundamentu.

Jeżeli ciśnienie projektowanego fundamentu na grunt będzie większe, niż to wynika z wykresu, spodziewać się należy pewnego osiadania fundamentu wskutek kompresji gruntu pod fundamentem do stopnia wilgotności, odpowiadającego temu ciśnieniu.

### 3. Spulchnienie gruntu

Przy wydobywaniu ziemi z wykopu i po umieszczeniu jej w nasypie, wskutek naruszenia jej spoiwości, rozbicia na bryły, grudki i pył, wskutek rozluźnienia cząsteczek ziemi, powiększa nieraz znacznie swoją objętość w stosunku do tej objętości, jaką miała pierwotnie. To powiększenie objętości nazywane spulchnieniem — w zależności od rodzaju gruntu — bywa od 10% do 50%.

Spulchnienie składa się z 2 części: czasowego i stałego.

Ziemia wzruszona i świeżo usypana pod naciskiem warstw górnych, pod wpływem opadów atmosferycznych w ciągu pewnego, nieraz dość długiego, okresu czasu „osiada”, zmniejsza swoją objętość, tracąc czasowe spulchnienie.

Ubicie sztuczne świeżo usypanego gruntu — ręczne lub maszynowe — może skrócić okres osiadania.

Gdy ziemia w nasypie nie jest ubijana, po upływie pewnego okresu czasu, w zależności od rodzaju gruntu, traci spulchnienie czasowe; pozostaje spulchnienie stałe, tak nazywane z powodu, że pozostaje ono na bardzo długie okresy, a w pewnych razach na stałe (np. gdy skały przy dozywaniu rozbite są na odłamy).

W podręcznikach inżynierskich podawane są tablice z wartościami spulchnienia czasowego i stałego dla różnych gruntów.

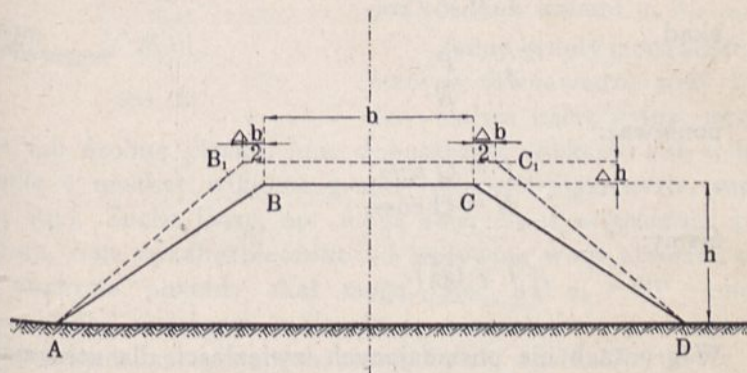
Dla ogólnej orientacji podana jest tablica XI.

Tablica XI

Rodzaj gruntu	Spulchnienie czasowe w % objętości	Spulchnienie stałe w % objętości
Grunty lekkie (piaski i grunty piaszczyste) . . . . .	10 — 20	1—2
Grunty średnie (gliniasto-piaszczyste).	20 — 25	2—4
Grunty ciężkie (gliny, tłuczeń, kamień łamany . . . . .	25 — 50	4—15 i więcej



Jeżeli więc mamy wykonać jakieś budowle ziemne i nie stosujemy ręcznego lub mechanicznego ubijania nasypów, a chcemy, aby nasypy miały wysokość wymaganą według projektu, należy nasypom dawać zapas na osiadanie i to zarówno na wysokość, jak i na szerokość; na rys. 8 przedstawiony jest przekrój poprzeczny projektowanego nasypu,  $ABCD$  oraz po-



Rys. 8.

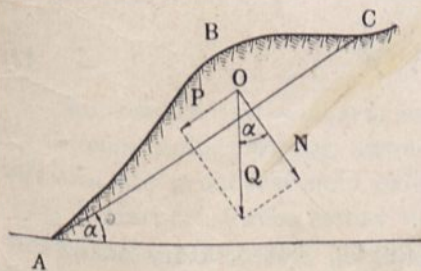
dany jest kontur nasypu  $AB_1C_1D$ , który należy wykonać, jeżeli chcemy, aby bez ubijania nasypu w czasie budowy, miał on, po upływie czasu niezbędnego dla osiadania nasypu, wymiary wymagane w projekcie.

Wartości  $\Delta h$  (podwyższeń) i  $\Delta b$  (poszerzeń) znajdujemy w podręcznikach inżynierskich w tablicach, ułożonych na podstawie danych z praktyki.

#### 4. Tarcie w gruntach

Pewna masa gruntu  $ABCA$  może być w równowadze (rys. 9), leżąc na powierzchni płaszczyzny  $AC$  z tego samego gruntu, pochylonej do poziomu pod kątem  $\alpha^0$ , lub też pod wpływem wagi własnej  $Q$  może zsunąć się po tej płaszczyźnie.

Jeżeli siłę  $Q$  rozłożymy na dwie składowe:  $N$  — normalną do powierzchni  $AC$  i  $P$  — równoległą do niej, wtedy siła  $N$  wywoła tarcie między masą gruntu  $ABCA$  na



Rys. 9.

powierzchni  $AC$ , równe  $f \cdot N$ , gdzie  $f$  — współczynnik tarcia posuwistego.

Jeżeli grunt nie posiada zwięzłości (np. czysty piasek) i utrzymuje się w równowadze dzięki tarcia, mamy wtedy związek:

$$f \cdot N > P,$$

skąd

$$f > \frac{P}{N},$$

ponieważ:

$$P = Q \sin \alpha,$$

$$N = Q \cos \alpha,$$

mamy:

$$f > \operatorname{tg} \alpha \quad \dots \dots \dots (1)$$

W gruntach nie posiadających zwięzłości dla utrzymania równowagi należy nachylenie powierzchni pochyłych do poziomu dawać nie większe od kąta tarcia.

Jeżeli grunty posiadają zwięzłość, wtedy zsuwaniu się masy grunty  $ABCA$  po powierzchni  $AC$  przeciwdziałać będzie oprócz tarcia  $f \cdot N$  również siła zwięzłości  $= l \cdot c$ , jeżeli  $AC = l$ ,  $c$  — siła zwięzłości na jednostkę powierzchni, a szerokość masy gruntu  $ABCA = 1$ .

Cała więc siła  $T$ , jaka będzie przeciwdziałać zsuwaniu się masy:

$$T = f \cdot N + l \cdot c.$$

Dla równowagi masy  $ABCA$  w tym wypadku potrzeba, aby

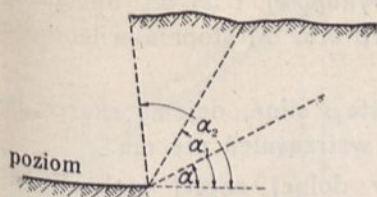
$$T > P, \\ f \cdot N + l \cdot c > P \quad \dots \dots \dots (2)$$

skąd

$$\frac{T}{P} > 1.$$

Z równania (1) możemy określić kąt  $\alpha$ , który nazywamy kątem tarcia w gruncie.

W zależności od tarcia pomiędzy cząsteczkami gruntu oraz zwięzłości niektórych gruntów, różne grunty mają różną stoczystość, tj. zdolność utrzymywania się w równowadze w skarpach (rys. 10), tj. płaszczyznach pochylonych do poziomu pod różnymi kątami  $\alpha$ ,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2 \dots$

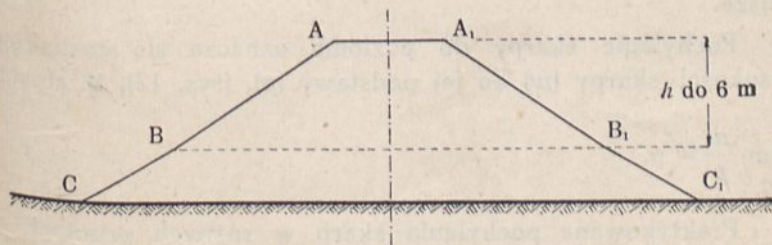


Rys. 10.

Jedne grunty mogą się trzymać w równowadze przy bardzo małym kącie  $\alpha$  (np. mokre

gliny lub drobne piaski), inne dopuszczają większy kąt  $\alpha$ , (np. zwięzłe i niezbyt wilgotne grunty gliniasto-piaszczyste, suche lössy itp.). Suche lössy, np. mogą stać nawet w ścianach pionowych, o ile są zabezpieczone od wpływów wody atmosferycznej, wreszcie pokłady skał mogą mieć kąt  $\alpha_2 > 90^\circ$  — mogą „wisieć” nad wykopem, o ile nie są uwarstwione i popękane w kierunkach, sprzyjających zsunięciu się odsłoniętej skały.

Kąt, pod którym grunty mogą się utrzymywać w równowadze w skarpie pochyłej, równy kątowi tarcia  $\alpha$  [p. wzory (1) i (2) na str. 46], nazywany jest również kątem stoku naturalnego, a właściwość utrzymywania się gruntów w pochyłych skarпах — stoczystością gruntu.



Rys. 11a.

Stoczystość jest większa, im grunt jest zwięzlejszy i skarpom można nadać więcej strome pochylenie; stoczystość jest mniejsza, gdy grunt jest mało zwięzły (np. sypki lub nasiąknięty wodą) i skarpom trzeba nadać mniej strome pochylenie.

Pochylenie, jakie ze względu na trwałość nadaje się skarpom budowli ziemnych, zależy również: a) od siły i ilości

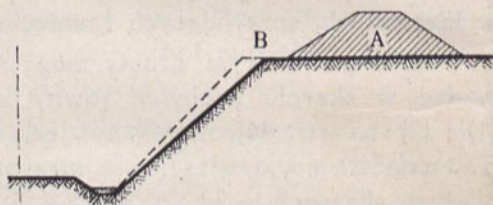
wstrząsnień gruntu, jakie powoduje, np. ruch pociągów na kolei żelaznej lub pojazdów na drodze; *b*) od wysokości budowli ziemnych (nasypów lub wykopów); i *c*) od obciążenia powierzchni terenu w pobliżu skarp oraz od stopnia wilgotności gruntu na skarpach.

Jeżeli wstrząśnienia są częste i silne, dajemy skarpy łagodniejsze, niż tam, gdzie takich wstrząsnień nie ma.

Gdy skarpy są długie — w dolnej części wykonujemy skarpe o pochyleniu mniejszym (np. dolna część skarpy *B*, *C*<sub>1</sub>, przy nasypach wyższych niż 6 m, rys. 11a).

Gdy na powierzchni terenu mamy obciążenie w pobliżu śladu skarpy (*B*), np. od wału (*A*) odłożonej ziemi z wykopu (rys. 11b), skarpy również dajemy łagodniejsze.

Gdy skarpy są zawilgocone (w wykopach, gdy grunty są nasiąknięte wodą) lub zanurzone chociażby częściowo w wodzie (w nasypach zbudowanych w terenach zalewowych), również należy skarpom takim nadawać pochylenie łagodniejsze.



Rys. 11b.

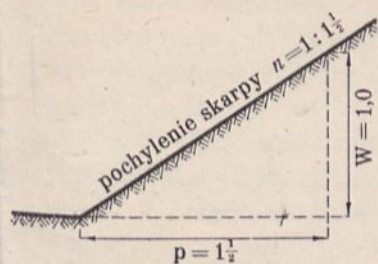
Pochylenie skarpy do poziomu oznacza się stosunkiem wysokości skarpy (*w*) do jej podstawy (*p*), (rys. 12), tj. stosun-

$$\text{kiem } \frac{w}{p} = n.$$

Praktykowane pochylenia skarp w różnych gruntach są następujące:

dla piasku drobnego	$n = 1:1,7$ do $1:1,5$
dla piasku gruboziarnistego	$n = 1:1,6$ do $1:1,3$
dla gliny suchej	$n = 1:1,7$ do $1:1,1$
dla gliny mokrej	$n = 1:5,7$ do $1:1,7$
dla kamienia narzutowego	$n = 1:1,5$ do $1:1,1$
dla kamienia łupanego	$n = 1:1,1$ do $1:0,9$

Dla skał w wykopach można stosować skarpy pionowe, a niekiedy „wiszące”, jeżeli jest pewność, że odłamy tych skał nie będą się tworzyć i nie będą miały tendencji do zsuwania się.



Rys. 12.

W zwykłych gruntach: piaskach, gruntach piaszczystych i gliniastych stosuje się zwykle pochylenie skarp 1:1<sup>1</sup>/<sub>2</sub>.

Niekiedy pochylenie skarp zmienia się w zależności od wysokości nasypu lub głębokości wykopu <sup>1)</sup>:

przy wysokości od 0	do 4,0 m	pochylenie skarp	1:1
"	"	od 4,0 do 8,0 m	" " 1:1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>
"	"	od 8,0 i więcej	" " 1:1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>

Ze względu na różne czynniki destrukcyjne skarpy budowli ziemnych przeważnie się zabezpiecza przeciw działaniu tych czynników różnymi sposobami (p. rozdział VI).

<sup>1)</sup> Według przepisów dla kolei żelaznych francuskich i belgijskich.

## ROZDZIAŁ II

# BADANIE GRUNTÓW

### 1. Potrzeba przeprowadzania badań gruntów

W rozdziale I podane zostały w skróceniu te różnorodne właściwości różnych gruntów, które mają znaczenie przy wznoszeniu budowli inżynierskich w ogóle, a ziemnych w szczególności.

Ponieważ w przyrodzie spotykamy bardzo rzadko grunty „standaryzowane” o określonym składzie granulometrycznym, chemicznym i mineralogicznym, o określonych właściwościach fizycznych i mechanicznych, a przeważnie mamy do czynienia z gruntami „niestandaryzowanymi”, o przypadkowym składzie i właściwościach, — przeto przy poważniejszych robotach ziemnych nie należy poprzestawać na określaniu rodzajów i właściwości gruntów „na oko” na podstawie przypadkowych, często powierzchniowych odkrywek; należy przed przystąpieniem do poważniejszych robót przeprowadzić odpowiednie do rodzaju robót mniej lub więcej szczegółowe badania gruntów.

Dotychczas sprawa ta była lekceważona nawet w krajach z wysoko postawioną techniką budowlaną; w ostatnich czasach zaczęto na badanie gruntów, przed przystąpieniem do wykonywania robót, zwracać pilną uwagę, gdyż uchronić to może od wielu błędów technicznych przy wykonywaniu robót i przyczynić się może do poważnych oszczędności w kosztach robót i czasie ich wykonania.

W tym celu powinno być przed przystąpieniem do robót zarządzone pobranie próbek gruntu i ich zbadanie.

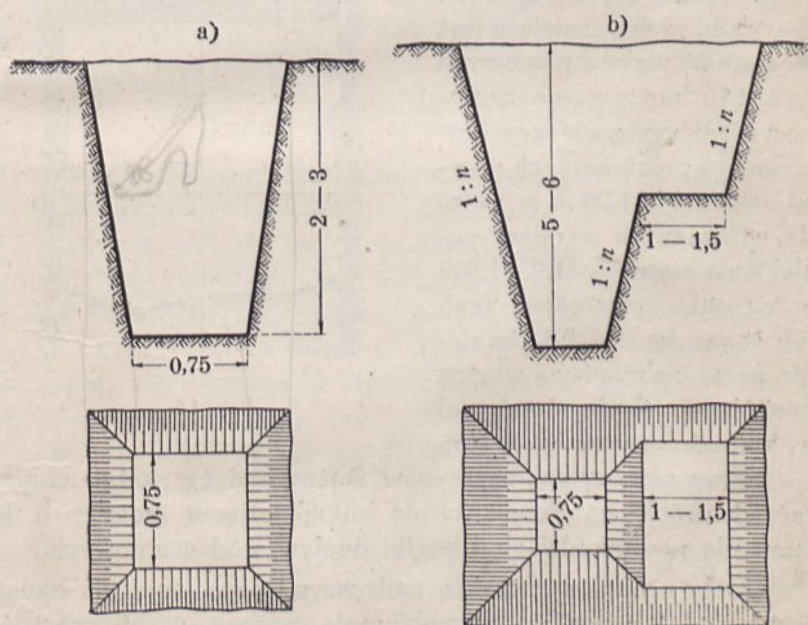
Ilość tych próbek — w zależności od rodzaju projektowanych robót — powinna dać możliwość dostatecznie dokładnego zaznajomienia się z rodzajem gruntów, ich uwarstwieniem, ilością wody zaskórnej i innymi właściwościami fizycznymi i mechanicznymi.

Z drugiej strony nie powinno być przesady w pobieraniu zbyt wielkiej ilości próbek, gdyż niepotrzebnie powiększa to koszty i przedłuża czas badań, a dokładności może nie powiększyć.

Potrzebny tu jest umiar, wynikający z dobrego technicznego przemyślenia i praktyki.

## 2. Sposoby pobierania próbek

Próbki gruntów pobiera się z wykopów (w czasie ich wykonywania), odsłoneń (odkrywek) naturalnych, dołów próbnych lub szybów, specjalnie dla pobrania próbek wykonanych, wreszcie z otworów wiertniczych.

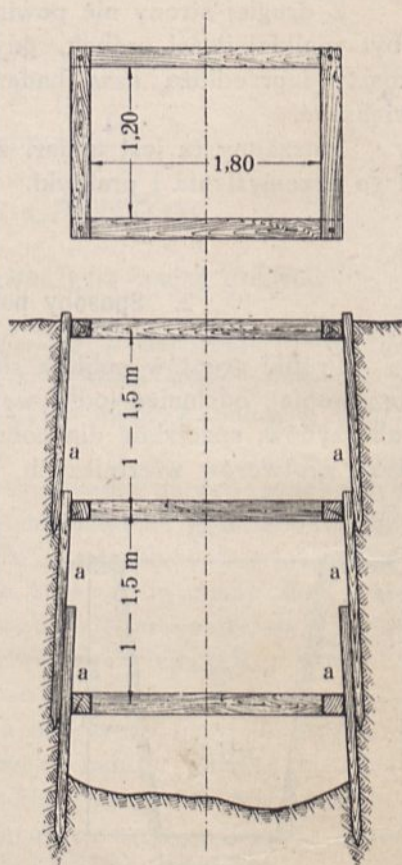


Rys. 13.

a. *Doły próbne.* Do głębokości 2,0 — 3,0 m przy pobieraniu próbek mogą być stosowane doły próbne (rys. 13a), przy tym skarpy takich dołów można dawać strome, o takim pochyleniu, aby w zależności od rodzaju gruntu skarpa taka mogła się trzymać.

Niekiedy doły takie przy gruntach ścisłych, trzymających się w stromych skarpach, można stosować przy głębokościach większych (do 5—6 m) bez żadnych zabezpieczeń (rys. 13b); często wtedy wykonywane są one, jako dwupiętrowe.

b. *Szyby.* Gdy głębokość, z której mamy pobrać próbkę gruntu jest większa, a nawet i przy mniejszej głębokości, ale przy gruncie nie trzymającym się w stromych skarpach, praktyczniejsze jest stosowanie szybów pionowych (rys. 14), budowanych sposobem górniczym z wieńców drewnianych prostokątnych o wymiarach  $1,8 \times 1,20$  m w świetle, ustawianych w miarę pogłębiania szybu co 1,0—1,5 m w kierunku pionowym; szyb jest zabezpieczany od zawalenia przez zabijanie za wieńce dookoła krótkich desek (a) w kierunku nieco ukośnym.



Rys. 14.

Przy pomocy takich szybów można badać grunty i pobierać ich próbki na głębokości do kilkudziesięciu metrów, o ile temu nie przeszkodzi zbyt wielki dopływ wód gruntowych.

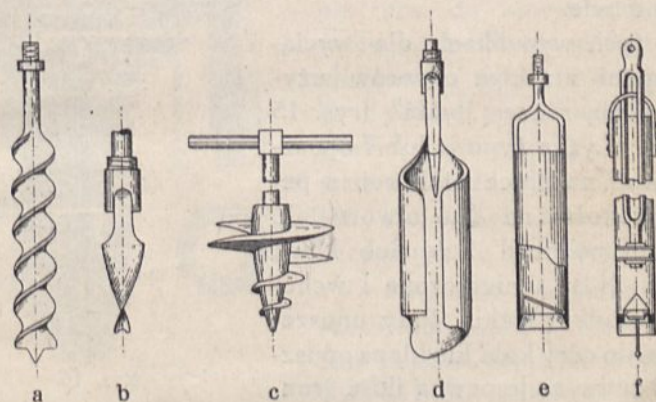
Doły próbne i szyby są najlepszymi sposobami do badań gruntu, gdyż pozwalają na pobieranie próbek gruntu na różnych głębokościach nawet w postaci zupełnie nieuszkodzonej;



możemy przy tym określić grubość poszczególnych warstw, wilgotność, grubość warstw wodonośnych, o ile takie są, szybkość dopływu wody zaskórnej w różnych poziomach szybu itp.

c. Wiercenia. Doły i szyby próbne nie zawsze są dogodne, a czasami są zbyt kosztowne, o ile rodzaj gruntu wymaga silnego zabezpieczenia (odeskowania) lub silny dopływ wód gruntowych przeszkadza w wykonaniu szybu.

Stosuje się wtedy wiercenia, które dają rezultaty przybliżone, mniej dokładne, niż doły i szyby, zwłaszcza co do określenia obecności wód gruntowych.



Rys. 15.

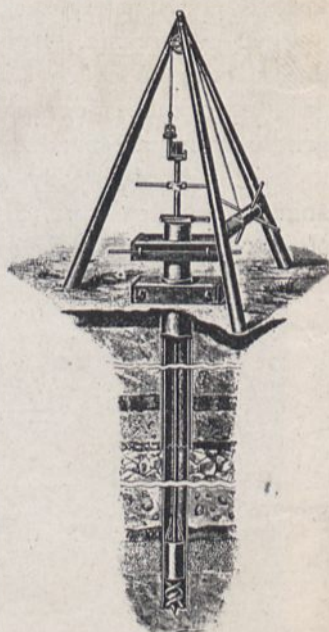
Świdry do tego celu używane bywają różne — w zależności od głębokości, do jakiej mamy dojść, oraz od rodzaju gruntu.

Gdy głębokości są niewielkie — do 4 — 5 m — można w gruntach zwięzłych, jak gliniastych, wilgotnych piaszczystych, lössach itp., zastosować świdry, typu przedstawionego na rys. 15 a, b i c; na świdrach tych pozostaje wilgotny zwięzły grunt, który można z otworu wyciągnąć i zbadać. Otwór świdrowy wykonywa się bez zabezpieczenia go od zasypania, nie może przeto być ten sposób stosowany w gruntach sypkich (niezwięzłych) lub mokrych. W miarę zagłębiania świdra może on być przedłużany przez dośrubowanie dodatkowych prętów. Gdy grunt jest sypki lub mokry, a ziemia zasypuje wykonane otwory, a zwłaszcza gdy otwory są głębsze (kilkanaście lub kilkadziesiąt metrów), wtedy konieczne jest zabezpieczenie otworu wiertniczego przy pomocy rur (rys. 16), dośrubowywa-

nych w miarę potrzeby; średnica tych rur, przy otworach głębszych, w odcinkach dolnych może być zmniejszana, gdyż ułatwia to zakładanie rur.

Sposoby zakładania rur w otwory bywają różne — w zależności od rodzaju gruntu i głębokości. Pominęty, z braku miejsca, opis zakładania tych rur znaleźć można w podręcznikach o budowie wodociągów bądź też w specjalnych dziełach o wiertnictwie.

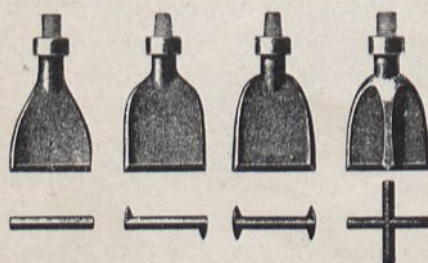
W tych wypadkach dla wyciągania ziemi z takich otworów używane bywają różne „łyżki” (rys. 15 d, e, i f). Łyżka typu e lub f opuszczana jest na linie stalowej z pewnej wysokości na dno otworu tak, aby grunt podnosił kulę lub klapę w środku łyżki umieszczoną i wchodził do środka łyżki. Przy unoszeniu łyżki do góry kula lub klapa opuszcza się i zatrzymuje pewną ilość gruntu w środku łyżki, co pozwala na jego wyciągnięcie.



Rys. 16.

Gdy grunty, przez które przechodzimy otworem wiertniczym, są bardzo zwięzłe (np. skały), wtedy nie używa się rur

obsadowych, zabezpieczających, a świrdrów używa się w postaci dłut z bardzo twardej stali (rys. 17), które są przyśrubowywane do prętów żelaznych, składanych z części. Świdry te opuszcza się na dno otworu z pewnej wysokości, obracając o pewien kąt za każdym uderzeniem.

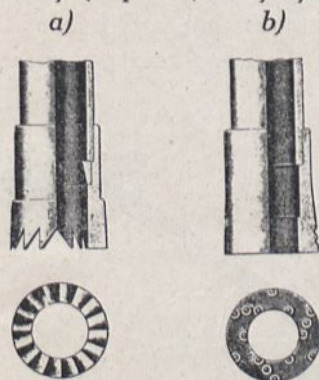


Rys. 17.

Świdry takie, nazywane udarowymi, miażdżą skałę przy uderzeniach, tworząc na dnie otworu miał, który może być wyciągany przy pomocy łyżek, podanych na rys. 15 (d, e i f), bądź też wypłukiwany przy pomocy strumienia wody.

Świdry udarowe zupełnie dobrze dają sobie radę ze skałami miękkimi, np. miękkimi piaskowcami lub wapieniami.

Gdy skały są twardsze, np. granity, bazalty itp., lepiej nadają się świdry obrotowe (rys. 18), obracane przy pomocy urządzeń mechanicznych, mające na końcu „koronkę” bądź ze specjalnej stali z zębami (rys. 18a), bądź też „koronkę”, na końcu której, w sposób podany na rys. 18b, osadzone są diamenty (odpadki, otrzymywane przy szlifowaniu większych sztuk).



Rys. 18.

I w pierwszym i drugim wypadku koronki są nieco szersze, niż rura, do której są przyśrubowane; wskutek tego przy ruchu obrotowym w miarę ścierania skały w postaci pierścienia tworzy się trzpień wewnętrzny, z łatwością wchodzący do środka rury; trzpień ten może być łatwo wyciągany częściowo na zewnątrz.

Niekiedy racjonalniejsze jest stosowanie nawet dla miększych skał świdrów typu obrotowego, gdyż daje to możliwość otrzymania próbek

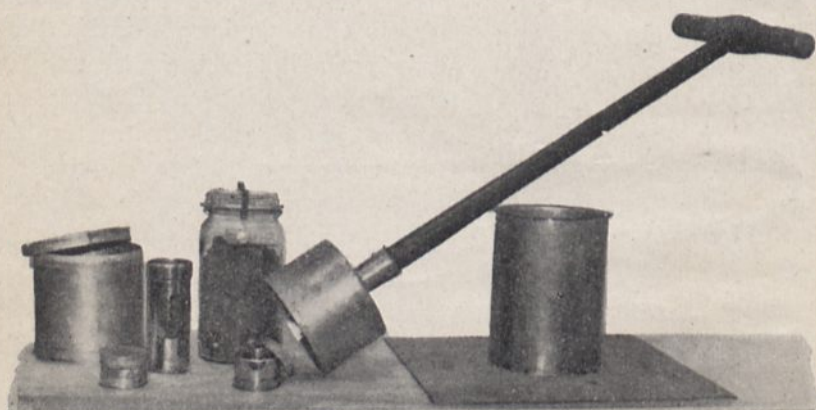
skał w całości, a nie w postaci mąłu, jak przy świdrach udarowych, i określania jakości skały i jej właściwości technicznych.

d. Technika pobierania próbek gruntu. Próbki gruntów z wykopów, odsłoneń, dołów próbnych lub otworów wiertniczych mogą być pobrane: a) z zachowaną strukturą macierzystą (próbki nieuszkodzone) i b) z naruszoną strukturą (próbki uszkodzone).

Próbki z nienaruszoną strukturą (próbki nienaruszone) pobierać można tylko w odsłoneńcach gruntu, dołach lub szybach próbnych; co do otworów wiertniczych, można je otrzymać tylko w wypadku, kiedy otwory wiertnicze są wykonywane przy pomocy świdrów obrotowych w skałach, gdy się otrzymuje trzpień z gruntów skalnych, jeżeli je można wyciągać z otworu wiertniczego w postaci walca, połamanego na mniejsze lub większe kawałki.

Próbki nieuszkodzone z gruntów sypkich lub z gruntów, posiadających małą zwięzłość, można pobrać przy pomocy prostego przyrządu, przedstawionego na rys. 19.

Przyrząd ten<sup>1)</sup> składa się: a) z metalowej, pionowo ustawianej rury kierowniczej, umocowanej dolnym końcem w kołnierzu płaskim z takiejże blachy; b) z serii walców stalowych (bez denek) o średnicy wewnętrznej 15 cm i wysokości 15 — 20 cm do 25 cm z zaostrozonymi dolnymi krawędziami i c) ze stempla (tłoka) do wciskania walców w grunt. Średnica stempla oraz wewnętrzna średnica rury kierowniczej są tak obrane, aby wciskanie walca w grunt mogło nastąpić bez zbytecznego wysiłku na przewyciężenie tarcia między bocznymi powierzchniami walca i stempla, a wewnętrzną powierzchnią rury.



Rys. 19.

Po ustawieniu rury kierowniczej na kołnierzu w miejscu, gdzie ma być pobrana próbka, wkłada się do rury walec z blachy stalowej i za pomocą stempla wciska się go całkowicie w grunt; po tym rurę i stempel usuwa się, odkopuje się walec, ścina zawartość walca równo z jego górną krawędzią i przykrywa szczelnie denkiem, opatrując znakiem *g* (góra). Następnie odkopuje się walec do końca, wciska się płaską łopatkę poziomo pod dolną krawędź walca z zachowaniem ostrożności, aby jego zawartość nie wysypała się; odwraca się walec dolną krawędzią do góry, ścina nadmiar zawartości i szczelnie zamyka się drugim denkiem, pisząc na nim znak *d* (dół).

<sup>1)</sup> Przyjęty, jako normalny, przez Drog. Inst. Bad. Polit. Warsz.

Na bocznej powierzchni walca nakleja się etykietę z następującymi danymi: oznaczenie i Nr miejsca poboru próbek, głębokość, z jakiej pobrano próbkę w odniesieniu do obranego poziomu wysokościowego, datę, temperaturę powietrza i stan pogody. Gdy mamy pobrać próbkę z gruntu związłego (ił, gliny, marglu), pobieranie jej można uskutecznić przez wycięcie z gruntu sześciątów o krawędzi 15 cm, które ostrożnie na chwilę zanurza się w roztopioną parafinę i zanim parafina zastygnie na powierzchni, owija się w papier pergaminowy i ponownie zanurza w płynną parafinę. Pobrane próbki opatruje się znakami jak wyżej.

Do każdej serii próbek należy dołączyć opis według przyjętego i wyżej podanego schematu, po czym próbki przesyła się do laboratorium, w którym mają być przeprowadzone badania.

Próbki nieuszkodzone pobiera się wtedy, gdy zachodzi potrzeba zbadania gruntu w jego stanie naturalnym, np. gdy chodzi o określenie jego zdolności przepuszczalnej, porowatości itp.

Nie zawsze pobieranie próbek nieuszkodzonych jest konieczne; wtedy pobiera się próbki z naruszoną strukturą (uszkodzone); są również wypadki, że pobieranie próbek nieuszkodzonych jest niemożliwe, np. z otworów wiertniczych przy gruntach sypkich lub mało związłych (nieskalnych).

Pobieranie próbek z naruszoną strukturą (uszkodzonych) praktykuje się częściej; pobieranie ich jest prostsze, gdyż polega na pobraniu próbek o objętości około 2 decymetrów sześć. i złożeniu do naczyń szklanych, blaszanych lub drewnianych, szczelnie zamykanych.

Jeżeli chodzi o zbadanie stopnia wilgotności, naczynie (w tym wypadku szklane) winno być szczelnie zamknięte (np. naczynie syst. Wecka).

Wszystkie próbki uszkodzone winny być również dokładnie oznaczone i opisane, jak próbki nieuszkodzone.

### 3. Badania laboratoryjne próbek gruntów

Aby określić właściwości gruntów, z których pobrano próbki, należy je zbadać w miarę potrzeby na te lub inne właściwości fizyczne i mechaniczne, o których mowa była w roz-

dziale I. Należy uczynić to w sposób fachowy, nie dyletancki; dlatego należy próbki pobrane przesłać do instytucyj, które posiadają odpowiednie urządzenia i fachowy personel, biegły w tego rodzaju badaniach.

Aczkolwiek wiele z tych badań są to badania nader proste, jednak umiejętne wykonanie ich wymaga wprawy i wczucia się w te badania.

Jeżeli prowadzone roboty należą do większych i badań tych jest większa ilość, mogą one być przeprowadzane w laboratoriach polowych, specjalnie w tym celu urządzonych i mających fachowy personel.

W takich laboratoriach polowych urządzenia mogą być skromniejsze i składać się z przyrządów, potrzebnych do badania gruntów na pewne właściwości, potrzebne dla danego rodzaju budowli inżynierskich.

Opis przyrządów do badania gruntów na różne właściwości i ustalone metody badania są tu pominięte, gdyż tematowi temu trzeba by było poświęcić bardzo dużo miejsca; poprzestaliśmy na pobieżnym opisie niektórych metod i przyrządów, przytoczonych w rozdziale I przy opisie poszczególnych właściwości gruntów.

### ROZDZIAŁ III

## DOBYWANIE GRUNTÓW

### 1. Uwagi ogólne

Dobywanie gruntu, tj. oddzielanie pewnej jego masy od gruntu macierzystego wraz z nakładaniem na środki przewożowe, odbywa się przy pomocy różnych narzędzi i maszyn.

Odpowiedni wybór tych narzędzi i maszyn oraz odpowiednie ich zastosowanie przez odpowiednią organizację robót jest bardzo odpowiedzialną czynnością kierownika robót, która może w znacznym stopniu osiągnąć przyspieszenie wykonania robót i znakomicie przyczynić się do obniżenia ich kosztu, gdy tymczasem zlekceważenie tego zagadnienia może spowodować znaczne straty w czasie i pieniądzu. Zastosowanie tych lub innych narzędzi i maszyn zależne jest od rodzaju gruntu, jaki mamy dobywać, od jego ilości oraz od warunków terenowych, w jakich są wykonywane roboty ziemne.

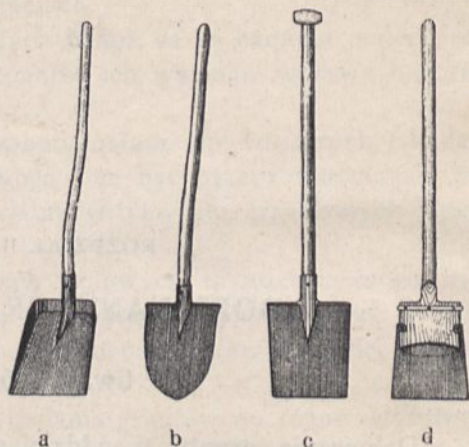
Rozpatrzmy zastosowanie do dobywania ziemi w różnych warunkach różnych narzędzi i maszyn, przechodząc od najprostszyc do więcej złożonych.

### 2. Dobywanie ziemi ręczne

W zależności od zwięzłości gruntu przy dobywaniu ręcznym używane są różne narzędzia, przystosowane do właściwości gruntów, z jakimi mamy do czynienia.

Przy gruntach sypkich, mało zwięzłych (piaski, grunty piaszczyste i gliniaste itp.) używane są różnego rodzaju łopaty z blachy stalowej (rys. 20): dla bardzo sypkich gruntów mogą to być szufle (a), tj. łopaty z zagiętymi krawędziami bocznymi; dla zwięzlejszych — łopaty zaostrome na końcu (b), prostokątne lub zlekka zwężające się do dołu (c).

Czasami można spotkać łopaty drewniane okute żelazem, znane pod nazwą śląskich lub polskich (d). Wymiary łopat wahają się w pewnych granicach, w zależności, z jednej strony od rodzaju robotnika (wykwalifikowanego lub przypadkowego), z drugiej strony od rodzaju gruntu.



Rys. 20.

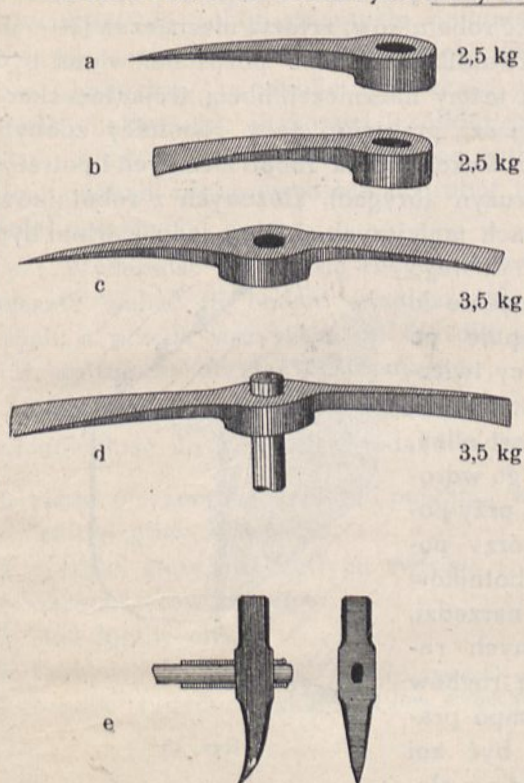
Tak, np. typ łopaty	b	miewa wymiary:	długość	22—25 cm
"	"	"	szerokość	18—28 cm
"	c	"	długość	do 31 cm
"	"	"	szerokość	do 28 cm
"	d	"	długość	do 40 cm
"	"	"	szerokość	do 22,5 cm

Przy gruntach zwięzłych (glinach, zbitych iłach, żwirach z dużą zawartością kamieni itp.) zwykle łopaty nie wystarczają i należy grunt uprzednio wzruszyć przy pomocy motyk (rys. 21, a i b) lub oskardów (rys. 21, c i d) lub przy gruntach skalistych, składających się z mniejszych lub większych odłamów skał, przy pomocy kilofów (rys. 21e); te ostatnie mogą służyć jednocześnie do rozbijania większych odłamów skał.

Przy skałach popękanych znajdują zastosowanie drągi (rys. 22) żelazne, długości 100—150 cm, średnicy 40—50 mm, z jednym końcem zaostrozonym, a drugim spłaszczonym—dla zakładania drąga w wąskie szczeliny i podważania.



Przy gruntach bardzo zwięzłych (np. zbite gliny) lub skałistych z wyraźnymi płaszczyznami podziału (skały warstwowe) można zastosować do ich dobowcia kliny drewniane bądź stalowe.

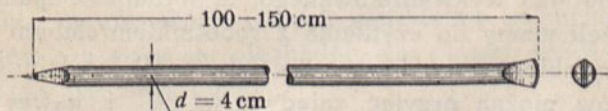


Rys. 21.

Przy gruntach zwięzłych kliny—zwykle drewniane, z twardego drzewa — zabija się rzędami w odległości 1,0 m jeden od drugiego; długość klina — do 1,0 m, średnica—do 20 cm. Po zabiciu stopniowym i jednoczesnym rzędu klinów wzdłuż stromej skarpy gruntu, otrzymujemy na linii klinów pęknięcie, które po założeniu weń drażga lub kilku drażgów jednocześnie daje możliwość podważenia i odwalenia pewnej bryły gruntu.

Stalowe kliny długości 15—20 cm mogą być z powodzeniem stosowane

przy skałach warstwowych przez zabijanie ich jednocześnie wzdłuż płaszczyzn podziału skał; możemy tym sposobem otrzy-



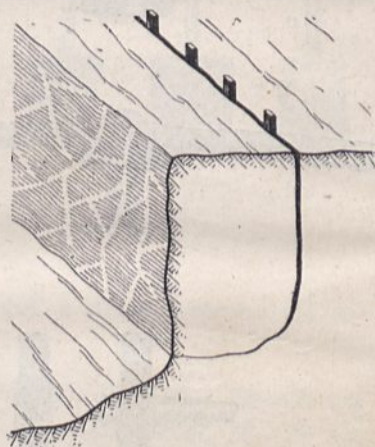
Rys. 22.

mywać duże i dość foremne bloki, nadające się dla różnych celów, a między innymi do wyrobu kostek brukarskich itp. (rys. 23).

Wydajność pracy, przy zastosowaniu wymienionych

narzędzi zależy nie tylko od rodzaju gruntów, ale i od rodzaju robotnika.

Robotnik winien być wykwalifikowany, aby wydajność jego była należyta. Część robotników, zresztą nieznaczna (3—5%), winna być wyżej wykwalifikowana, niż pozostała: winna być obznajmiona z użyciem taśmy mierniczej, libelą, trójkątem skarpiarskim itp. i mieć dłuższą praktykę; tacy robotnicy zdobyli umiejętność dokładnego wykonywania robót ziemnych i potrafią być przewodnikami drużyn (brygad), złożonych z robotników ziemnych o kwalifikacjach mniejszych, którzy jednak winni być również przyzwyczajeni do tego rodzaju robót; takie wdrożenie do robót ziemnych następuje po dłuższym czasie: praktycy twierdzą, że po roku lub dwóch; o ile jednak robotnik jest silny, zdrowy i chętny, można go wdrożyć w krótszym czasie przy pomocy instruktorów, którzy powinni zwracać uwagę robotników na sposób trzymania narzędzi, wykonywania racjonalnych ruchów, wystrzegania się ruchów niepotrzebnych, na tempo pracy, które nie powinno być ani za szybkie, ani za powolne; słowem, winno się zwracać uwagę na fachową organizację robót.



Rys. 23.

Jeżeli przyjąć wydajność pracy wykwalifikowanych robotników ziemnych za 100%, wydajność pracy robotników niewykwalifikowanych można przyjąć nie więcej, niż 50—60% wydajności robotnika wykwalifikowanego; ta wydajność spada jeszcze niżej, jeżeli mamy do czynienia z robotnikiem słabym i fizycznie niewyrobionym (np. bezrobotni fabryczni); wydajność takich robotników można przyjąć zaledwie na 30% i nawet na 20% wydajności robotnika wykwalifikowanego.

Robotnicy niewykwalifikowani w czasie pracy wykonywują zupełnie niepotrzebnie dużo ruchów; np. przy każdym ruchu łopaty robią po kilka kroków na próżno, co może utworzyć w ciągu dnia kilka kilometrów niepotrzebnej drogi.

Robotnicy wykwalifikowani mają ruchy wyspecjalizowane i zautomatyzowane, o ile wyszli z „dobrej szkoły”. W Polsce mamy w kilku okolicach ośrodki, z których rekrutują się tacy specjaliści do robót ziemnych, zajmujący się nimi zawodowo od wielu pokoleń. Do takich specjalistów, np. należą tzw. „holendrzy” z okolic miasteczka Domaczewa (pod Brześciem n. Bugiem), znakomici i solidni wykonawcy robót ziemnych, znani w całej Polsce, a przed wojną światową — w całej Rosji, dokąd angażowano ich do robót ziemnych przy budowie kolei żelaznych.

Wydajność przeciętną robotnika wykwalifikowanego, która zresztą wahać się będzie w zależności od warunków miejscowych, a przede wszystkim od rodzaju gruntu i organizacji robót, można by przyjąć następującą:

Jeden robotnik może wzruszyć 1 m<sup>3</sup> ziemi z odrzuceniem na odległość do 3 m lub z naładowaniem na taczki:

1. ziemi piaszczystej sypkiej i pulchnej w ciągu	0,5— 1,0	godz
2. lekkiej gliny i żwiru . . . . .	1,0— 1,5	„
3. ciężkiej gliny, łu, zbitych żwirów . . . . .	1,5— 2,3	„
4. okrucowców, łupków. . . . .	2,3— 3,3	„
5. skał łupliwych . . . . .	3,3— 4,5	„
6. skał . . . . .	} przy użyciu materia- łów wybuchowych	4,5— 6,0
7. bardzo twardych skał }		6,0—10,0

### 3. Dobywanie gruntów przy pomocy środków wybuchowych

Niekiedy pokłady skalne można łatwo dobywać przy pomocy kilofów, oskardów lub drągów żelaznych, gdy pokłady te są łupliwe lub zwietrzałe. Gdy pokłady te są zwarte i niezwiertzałe, zastosowanie różnych materiałów wybuchowych do rozsadzania ich staje się niezbędne, aby koszt robót przy dobywaniu nie był zbyt duży.

Pierwszą czynnością przy robotach skalnych jest wybranie odpowiedniego materiału wybuchowego dla projektowanych robót skalnych.

Następne czynności są:

1. wykonanie otworów świdrowych;

2. załadowanie wykonanych otworów świdrowych materiałami wybuchowymi;
3. wywołanie wybuchu;
4. usunięcie rumowiska po rozsadzeniu skały.

### 1. *Materiały wybuchowe, używane przy robotach skalnych*

Istnieje wiele materiałów wybuchowych, które można zastosować w zależności od warunków miejscowych (rodzaju skał, stopnia ich zwięzłości, uwarstwienia itp.) oraz od tego, czy mamy na względzie taniść czy szybkość wykonania, bezpieczeństwo robót, czy dążymy do otrzymania wielkich bloków skalnych, czy też materiału więcej rozdrobnionego.

W wielu wypadkach o wyborze materiału wybuchowego decydują próby na gruncie z poszczególnymi materiałami.

Dla porównywania mocy różnych materiałów wybuchowych, ustalone zostały różne konwencjonalne współczynniki mocy. Tak, np. we Francji istnieje następująca skala porównawcza: stosunek objętości otworu, wywołanego przez wybuch 10 gramów danego materiału wybuchowego, do objętości otworu, wywołanego przez wybuch 10 gramów czystego kwasu pikrynowego, stanowi współczynnik mocy danego materiału wybuchowego; oczywiście skala w jednym i drugim wypadku jest identyczna.

a. Czarny proch strzelniczy. Jest odpowiedni do rozsadzania skał miękkich oraz do zakładania min (przy rozsadzaniu większych objętości skał).

Skład czarnego prochu strzelniczego bywa następujący:

Proch:	zwykły:	średni:	silny:
Saletry . . . . .	62%	70%	75%
Siarki . . . . .	18%	15%	10%
Węgla . . . . .	20%	15%	15%
	100%	100%	100%

Wyrabiany bywa w postaci ziaren kulistych o średnicy 6 mm, ziaren kanciastych o średnicy 3—6 mm, wreszcie ziaren drobnych o średnicy 20 mm.

Współczynnik mocy = około 0,45.

Charakterystyczną cechą, utrudniającą niekiedy korzystanie z prochu przy robotach skalnych, jest ta, że zamoczony nie wybuchą.

Proch czarny strzelniczy spala się, wywiązując dużą ilość gazów, przy nagłym ogrzaniu do  $270^{\circ}$ — $300^{\circ}$  C, a przy wolnym ogrzaniu do  $450^{\circ}$  C. Gdy zapalimy proch na powietrzu, spłonie, nie dając wybuchu; wybuch otrzymamy, gdy spalanie następuje w zamkniętej małej przestrzeni; wtedy prężność gazów dochodzi do 4000—5000 atmosfer; temperatura ich dochodzi do  $3000^{\circ}$ — $3500^{\circ}$  C; objętość gazów równa się około 360 objętości ładunku prochu. Obecnie proch przy robotach skalnych używa się względnie rzadko.

b. Oprócz czarnego prochu strzelniczego niekiedy spotkać się można na robotach skalnych z zastosowaniem prochów specjalnych, jak np. proch chloranowy (skład: chloranu sodu 79%, dwinitrotoluenu 18%, oleju rycynowego 5%; spółczynnik mocy = 0,85%; skład ten może być również następujący: chloranu sodu 90%, parafiny 10%, spółczynnik mocy 0,78); może być również zastosowany tzw. proch bezpieczny (skład: 85—90% azotanu amonu i 10—15% domieszek, jak np. naftaliny, siarczanu amonu itp.). Spółczynnik mocy tego ostatniego wynosi 0,78 do 1,13.

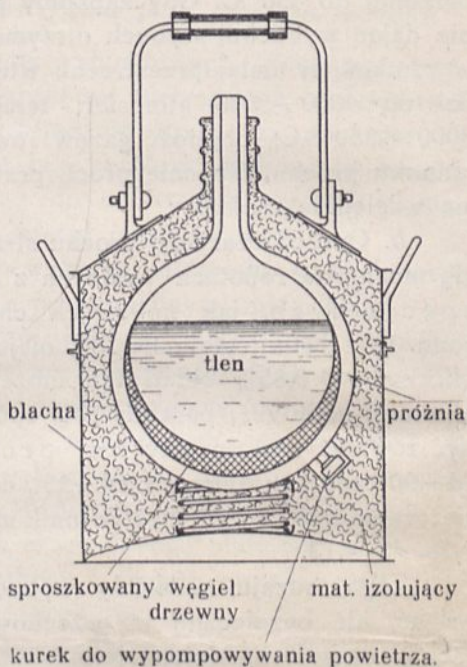
Tego rodzaju materiały wybuchowe są również czułe na wilgoć, ale bezpieczne w przechowywaniu, wytwarzają mało dymu, nieczułe na detonację.

c. Miedziankit — materiał wybuchowy wynalazku Polaka Łaszczyńskiego, zastosowany po raz pierwszy w kopalni miedzi na górze Miedziance w okolicy Kielc; stąd pochodzi jego nazwa. Składa się z 90% chloranu potasu i 10% nafty. Części składowe można przechowywać oddzielnie i mieszać dopiero przed naładowaniem. Prężność gazów czterokrotnie większa, niż czarnego prochu; materiał eksploduje wskutek detonacji; dla jej wywołania potrzebne są specjalne kapiszony lub małe ładunki prochu, eksplodującego tuż obok ładunku miedziankitu.

d. Pyroksylina (bawełna strzelnicza) produkt działania kwasu azotowego, w obecności kwasu siarczanego, na bawełnę. Materiał czuły na detonację, wymaga wielkiej ostrożności; przy robotach skalnych rzadko stosowany.

e. Tlen płynny. Dobywa się go w sposób dość prosty z powietrza, zgęszczając go do 180 atmosfer. Po oczyszczeniu i oziębieniu do  $-183^{\circ}\text{C}$  otrzymujemy płynny tlen, dostarczany na miejsce robót w specjalnych naczyniach (rys. 24). Im większe są naczynia, tym mniejsze straty tlenu na ulatnianie i mniejsza procentowo strata na sile naboju. Przy większych robotach skalnych instalacje do otrzymywania płynnego tlenu należy urządzać w pobliżu miejsca robót.

Na miejscu robót do specjalnych otwartych balonów (rys. 25) nalewa się płynnego tlenu i dodaje się powoli materiału adsorbującego (np. sadzy, rozdrobionego korka, drobnych trocin, torfu itp.); otrzymujemy silny materiał wybuchowy, o sile, równej sile dynamitu o zawartości  $40\%$  nitrogliceryny. Nasycanie materiału adsorbującego trwa 12 — 20 minut, po czym ostrożnie, ale szybko, aby przez ulatnianie się tlenu ładunek nie tracił siły, należy umieścić go w kom-

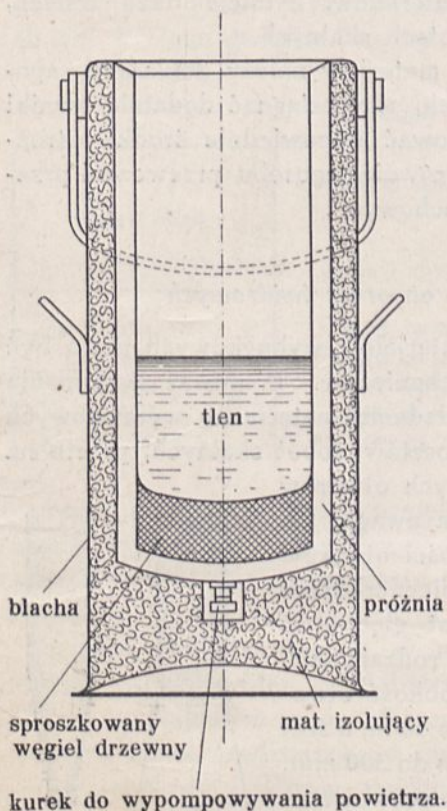


Rys. 24.

rze minowej i wywołać wybuch przez detonację, najlepiej przy pomocy prądu elektrycznego i specjalnego pistonu z rtęcią piorunującą; szybkość jest konieczna, gdyż ładunki — w zależności od ich objętości — wskutek ulatniania się płynnego tlenu, tracą swoją siłę.

Przy przenoszeniu ładunków tlenowych, zawsze w otwartych bańkach (aby nie wytwarzało się w nich duże ciśnienie) oraz w czasie załadowywania komór minowych, trzeba zwracać uwagę, aby w pobliżu nie było iskier (np. od papierosa, lokomotyw czy maszyn parowych) oraz, aby do butli z tlenem nie wpadały obce ciała, mogące dawać połączenie z tlenem przy

wysokiej temperaturze, gdyż mogłoby to spowodować przedwczesny wybuch. Działanie wybuchu patronów z płynnego tlenu ma charakter kruszący; jeżeli więc chodzi o rozbitcie bloków skalnych na mniejsze bryły, nie wymagają takie patrony wykonywania otworów świdrowych, jak np. przy zastosowaniu prochu i wystarcza umieszczenie ich wprost na tych blokach.



Rys. 25.

szowaniu prochu i wystarcza umieszczenie ich wprost na tych blokach.

f. Dynamit. Wynaleziony w 1867 r. przez Szweda Nobla, stanowi mieszaninę nitrogliceryny [ $C_3H_5(NO_2O_3)$ ] z domieszkami, które zmniejszają niebezpieczeństwo wybuchów nitrogliceryny bądź od ciepła (przy  $180^\circ C$ ), bądź od uderzeń lub wybuchów, mających miejsce w pobliżu. Jest to materiał o dużej sile wybuchowej, wymagający wielkiej ostrożności przy stosowaniu. Dynamity wyrabiane są o różnej zawartości nitrogliceryny — od 30% do 75% i nawet do 92%. Preparaty te różnią się częściami składowymi obojętnymi (np. ziemia krzemkowa i inne), od których otrzymują nazwy specjalne.

Zwykle w sprzedaży dynamit znajduje się w postaci walców o średnicy 30—40 mm i długości 15—20 cm, zawiniętych w papier impregnowany.

Jest to masa podobna do miękkiej żelatyny, dająca się łatwo rozrywać, rozgniatać; pali się bez wybuchu na otwartym powietrzu.

Dynamit nie jest czuły na wilgoć i dlatego może być używany w miejscach wilgotnych lub pod wodą.

Eksplozja ładunków dynamitowych zwykle wywoływana jest przez detonację; opis podany jest dalej.

Spółczynnik mocy dynamitu waha się, w zależności od zawartości gliceryny od 1,55 do 0,70.

Oprócz wyliczonych materiałów, istnieje dużo innych, rzadziej używanych przy robotach skalnych.

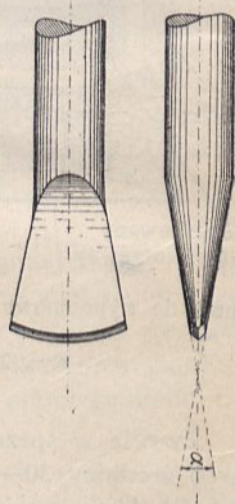
Wybierając te czy inne materiały należy dokładnie zapoznać się z właściwościami ich, aby osiągnąć dodatnie wyniki przy ich stosowaniu i zastosować odpowiednie środki ostrożności; ostatnia uwaga dotyczy również sposobu przewozu i przechowywania materiałów wybuchowych.

## 2. Wykonywanie otworów świdrowych

Otwory do założenia materiałów wybuchowych mogą być wykonane ręcznie bądź mechanicznie. Ponieważ wykonanie otworów świdrowych do zakładania materiałów wybuchowych stanowi poważną rubrykę kosztów robót skalnych, przeto na wybór sposobów wykonania tych otworów winna być zwrócona należyta uwaga.

W zależności od głębokości otworów wiertniczych dobiera się średnicę: średnica jest większa, im większa jest głębokość otworu; zależna jest zresztą od rodzaju skał. Przy robotach skalnych, głębokość otworów wiertniczych dochodzi do 40 m, a średnica ich waha się od 25 mm do 300 mm.

Przy mniejszej ilości otworów i niewielkiej ich głębokości można zastosować pracę ręczną w sposób następujący: robotnik jedną ręką trzyma świder z bardzo twardej stali zaostroszony na końcu w formie rozszerzonego dłuta, aby był wykonywany otwór o średnicy większej, niż sam świder, wyrobiony z pręta okrągłego lub ośmiokątnego średnicy 25 — 30 mm; drugą ręką tenże robotnik uderza po świdrze, ustawionym w kierunku przyszłego otworu i po każdym uderzeniu obraca o pewien kąt.



Rys. 26.



Pracę tę może wykonywać dwóch robotników lub trzech, z których jeden trzyma świder, a drugi lub dwaj pozostali uderzają młotami w świder. Wydajność pracy wtedy jest większa. Ilość roboty wykonywanej w ciągu jednostki czasu (np. godziny) zależy od rodzaju skały. Tak, np. Grenon<sup>1)</sup> podaje następujące normy wykonywania ręcznie otworów o średnicy 40 mm w ciągu godziny (otwory pochyłe na dół). (Tablica XII).

Tablica XII

Rodzaj skały	Głębokość otworu, wykonywanego w ciągu godz w m	
	przez 1 robotnika	przez 2 robotników
B. twarde . . .	0,08 do 0,10	0,20 do 0,25
twarde . . .	0,18 do 0,25	0,30 do 0,50
pół twarde . . .	0,40 do 0,50	0,50 do 0,60
miękkie . . .	0,80 do 1,00	0,95 do 1,20
b. miękkie . . .	1,00 do 2,00	1,85 do 2,30

Przy większej ilości projektowanych otworów, dla określenia wydajności pracy przy wykonywaniu otworów, należy przeprowadzać próby, stawiając do roboty doświadczonych robotników.

Miał, jaki tworzy się w otworach przy miażdżeniu kamienia przez świder, wydobywać można albo przemywając otwory strumieniem wody, albo usuwając go przy pomocy specjalnych łyżek osadzonych na długim drucie.

Głębokość otworów świdrowych, wykonywanych ręcznie, nie bywa większa niż 1,0—1,5 m; średnica również nie bywa znaczna: dochodzi najwyżej do 50 mm, najczęściej bywa 25—40 mm.

Gdy zachodzi potrzeba wykonania w skałach otworów świdrowych o średnicy i długości większej lub gdy trzeba wykonywać ich większą ilość, należy wtedy używać różnego rodzaju świdrow mechanicznych, poruszanych bądź parą, bądź zgęszczonym powietrzem, bądź elektrycznością.

Ze względu na charakter działania świdry mechaniczne bywają udarowe, obrotowe lub obrotowo-udarowe.

<sup>1)</sup> A. Grenon. Perforation mecanique et abatage des roches. 1933.

Pierwsze działają przez uderzenia młotka na świder w postaci dłuta, który jednocześnie obraca się o pewien kąt po uderzeniu młotka mechanicznego; otwór powstaje wskutek miażdżenia skały przez uderzenia dłuta.

Świdry obrotowe z „koronką” ze specjalnej stali lub z „koronką diamentową” (rys. 18); ich opis ogólny podany został wyżej na str. 55; świdry zaś obrotowo - udarowe wykonywują otwory przez częste uderzenia świdra-dłuta i szybki obrotowy ruch ścierający skałę.

Młotek mechaniczny daje do 1200 uderzeń na minutę i waży 18—20 kg; otwory mogą być wykonywane do 3—4 m głębokości.

Przy głębokościach do 6—7 m używane są cięższe świdry; waga ich dochodzi do 150 kg; ustawiane są na ciężkich trójnogach; młotki dają do 600 uderzeń na minutę; świdry są przedłużane w miarę zagłębiania się ich w skałę.

Miał wytwarzany w otworach wymywa się najczęściej strumieniem wody pod ciśnieniem, doprowadzonej przez otwór wydrążony wzdłuż osi świdra.

Szczegóły konstrukcji świdrów mechanicznych pomijamy; jest to obecnie poważna specjalność techniki.

Gdy trzeba wykonać otwory głębsze i większej średnicy, używane są ciężkie świdry udarowe, ustawiane na specjalnych rusztowaniach, przedłużane w miarę wykonywania otworów, poruszane silnikami.



Rys. 27a: Świder mechaniczny „Demag” na trójnogu o skoku tłoka 75 — 60 mm i wadze 42 — 81 kg, porusz. spręż. powietrzem.

Przy dobrze dobranych świdrach mechanicznych, nazywanych często perforatorami, wydajność pracy mierzona w m. bież. wykonanych otworów zależy: a) od średnicy wykonywanego otworu i b) od rodzaju skały.

Istnieją tablice dla wydajności różnych świdrów mechanicznych.



Rys. 27b: Świder mechaniczny „Demag” mniejszy, zastosowany jako łopata do dobywania gruntów cięższych: skok tłoka 105 mm; ilość uderzeń na minutę 1370, porusz. sprężonym powietrzem do 5 atm.

Tak, np. dla świdra mechanicznego o wadze ok. 18 kg wydajność pracy na godz może być przyjęta według tablicy XIII.

Naturalnie, przy określaniu potrzebnej przeciętnej wydajności świdrów mechanicznych pewnego typu, w konkretnych wypadkach dla danego rodzaju skał należy przeprowadzić próbne wiercenia przez wykwalifikowanych robotników.

Przy stosowaniu świdrów mechanicznych należy zwrócić uwagę, aby obsługa była wykwalifikowana; należy również pamiętać o zorganizowaniu na robotach umiejętnego ostrzenia i hartowania świdrów.

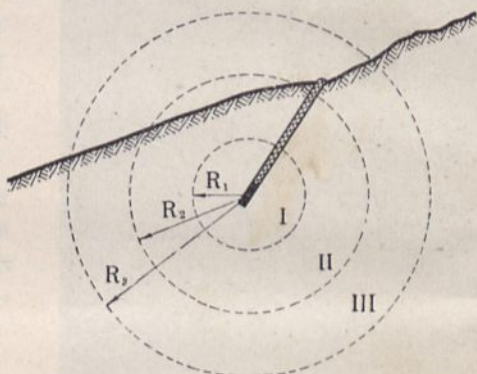
Tablica XIII

Dla skał:	Przy średnicy otworu:	
	40 mm	30 mm
Bardzo twardych .	1,80 do 2,25 m. bież.	2,75 do 3,50 m. bież.
twardych .	3,0 do 4,0 „	6,50 do 8,0 „
pół twardych .	4,5 do 5,5 „	8,0 do 10,0 „
miękkich .	8,0 do 10,0 „	16,0 do 20,0 „

### 3. Głębokość otworów wiertniczych, ich gęstość oraz wielkość naboju materiałów wybuchowych

Różne materiały wybuchowe wywołują różny skutek, zależny od charakteru działania tych materiałów.

Każdy ładunek materiału wybuchowego, założony w otworze wiertniczym, wywołuje zmiażdżenie skały w pewnym promieniu od środka ładunku (sfera I o prom.  $R_1$  na rys. 28); dalej skała jest rozbita na niewielkie bryły i rumowisko i może być łatwo wruszana przy pomocy drągów, kilofów itp. (sfera II o prom.  $R_2$ ), wreszcie w sferze III o prom.  $R_3$  mamy włóskowate pęknięcia skały; nie można skały z tej sfery usunąć, gdyż nie jest dostatecznie rozbita na rumowisko.



Rys. 28.

Sztuka dobywania skał polega na tym, aby przy pewnej szybkości wykonania robót, koszt ich był możliwie mały.

Na koszt ten składają się następujące pozycje:

1.	Koszt materiałów wybuchowych, stanowi przeciętnie	60 $\frac{0}{0}$	kosztu robót
2.	„ robocizny	15 $\frac{0}{0}$	„
3.	„ pracy silników (kompresorów)	7,5 $\frac{0}{0}$	„
4.	„ materiałów różnych	6,5 $\frac{0}{0}$	„
5.	„ świrdrów mechanicznych	6,0 $\frac{0}{0}$	„
6.	„ różnych wydatków	5,0 $\frac{0}{0}$	„
		Razem 100 $\frac{0}{0}$	„

Podane koszty poszczególnych pozycji w  $\frac{0}{0}$  ogólnych kosztów są orientacyjne dla przeciętnych warunków, w rzeczywistości — zależnie od warunków miejscowych — mogą się wahać w szerokich granicach.

Aby osiągnąć minimum kosztów robót, kierując się danymi z praktyki, należy dla projektowanych robót dobrać odpowiednie materiały wybuchowe, głębokość otworów świrdro-

wych i ich średnicę, dobrać do tych wymiarów odpowiednią wielkość ładunków materiałów wybuchowych.

Przy większych robotach skalnych może być ekonomiczniejsze i szybsze zastosowanie komór minowych, wyźłobionych w skale nieraz na większych głębokościach pod powierzchnią dobywanej skały; w takich komorach ładunki materiałów wybuchowych mogą być znaczne.

Przy wyborze materiału wybuchowego kierujemy się z jednej strony ich siłą i charakterem działania, z drugiej strony — ceną.

Np. co do siły działania, można dla ogólnej orientacji przyjąć następujące współczynniki porównawcze:

Dla dynamitu bardzo silnego . . . . .	1,0
Dla dynamitu siły przeciętnej . . . . .	1,5
Dla dynamitu słabego . . . . .	2,5
Dla prochu czarnego strzelniczego . . . . .	4,0

Co do charakteru działania jedne materiały, jak np. czarny proch strzelniczy, odznaczają się tym, że stosunkowo małą ilość skały miażdżą i przeważnie rozsadzają ją na większe bryły, gdy inne, jak np. dynamit, działają miażdżąco: otrzymujemy przy nich większą ilość skały pokruszonej na drobne kawałki.

Ilość zużywanego materiału wybuchowego na 1 m<sup>3</sup> dobytej skały zależna jest od umiejętności prowadzenia robót skalnych i od miejscowych warunków.

Przeciętnie można przyjąć na 1 m<sup>3</sup> robót skalnych 0,2—0,3 kg prochu strzelniczego; przy budowie Kanału Panamskiego zużyto 0,4 kg dynamitu 63-procentowego; przy budowie zbiornika wodnego w Schwarzenberg w Niemczech zużyto 0,4—0,45 kg płynnego tlenu. Ilości powyższe mogą być znacznie wyższe, gdy roboty są wykonywane w warunkach trudnych i, odwrotnie, znacznie niższe, gdy warunki wykonania są korzystne, zwłaszcza przy większych ilościach robót.

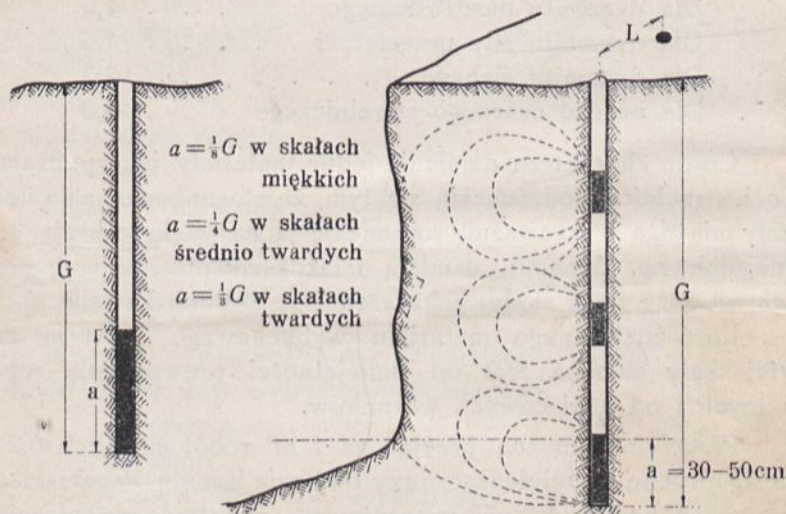
Cen materiałów wybuchowych, jako niestałych, przytaczać nie będziemy; należy podkreślić, że są one zależne od ilości ich zużycia: przy dużych ilościach zawsze można osiągnąć poważną redukcję cen.

W literaturze specjalnej można znaleźć przeciętną wydajność działania 1 kg poszczególnych materiałów wybuchowych;

np. dla dobowcia 1 m<sup>3</sup> skały potrzebna ilość dobrego materiału wybuchowego wynosi <sup>1)</sup>):

dla bazaltu, diabazu itp. . . . .	0,480 kg
„ porfiru . . . . .	0,450 „
„ piaskowca . . . . .	0,280 „
„ łupku . . . . .	0,285 „
„ twardego wapienia lub granitu . . . . .	0,300 „
„ granitu miękkiego lub wapienia średniej twardości . . . . .	0,250 „
„ dolomitu . . . . .	0,380 „

Powyższe normy są przeciętne. Przy umiejętnie prowadzonych robotach skalnych można je nawet zmniejszyć do połowy, ale będzie to wydajność wyjątkowa.



Rys. 29.

Rys. 30.

Głębokość otworów świdrowych zależy od rodzaju robót skalnych, ich ilości i powierzchni terenu.

Jeżeli skała dobowiana odsłonięta jest z jednej strony (rys. 29), ładunek materiału wybuchowego winien zajmować część otworu  $a = \frac{1}{8}, \frac{1}{4}$  lub  $\frac{1}{3}$  głębokości otworu  $G$ , w zależności od twardości skał; z drugiej strony praktyka podaje nam wagę

<sup>1)</sup> A. Grenon, Perforation mecanique et abatage des roches, 1933.

ładunku materiału wybuchowego w zależności od jego rodzaju i głębokości otworu według wzoru empirycznego:

$$C = k \cdot G^3,$$

w którym:

$C$  — waga ładunku materiału wybuchowego w  $kg$ ,

$G$  — głębokość otworu w  $m$ ,

$k$  — współczynnik: przy materiałach wybuchowych słabych  $k = 0,35$  do  $0,70$ ; przy silnych  $k = 0,10$  do  $0,20$ .

Z powyższych danych praktyki można wywnioskować, jaka potrzebna będzie średnica otworu przy pewnej głębokości otworu i przy danym materiale wybuchowym. Inny wzór doświadczalny podaje nam potrzebną wagę ładunku w sposób następujący:

$$C = k \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot G^2 \cdot \sqrt[3]{\frac{d}{3}}.$$

We wzorze tym:

$C$  — waga ładunku materiału wybuchowego w  $kg$ ,

$G$  — głębokość otworu w  $m$ ,

$d$  — średnica otworu w  $mm$ ,

$k$  — współczynnik, charakteryzujący warunki terenowe do-  
bywanej skały, a mianowicie:

$k = 0,90$  — przy dwóch powierzchniach odsłoniętych;

$k = 0,70$  — przy trzech " "

$k = 0,50$  — przy czterech " "

$k = 0,25$  — przy pięciu " "

$k_1$  — współczynnik, charakteryzujący materiał wybuchowy:

$k_1 = 1,25$  do  $0,70$  dla dynamitu od  $40\%$  do  $80\%$ ;

$k_1 = 1,50$  do  $1,25$  dla innych mat. wybuchowych;

$k_1 = 1,70$  — dla prochów specjalnych dla robót skal-  
nych;

$k_1 = 2,0$  — dla czarnego prochu skompresowanego;

$k_1 = 2,5$  — dla czarnego prochu w ziarnach;

$k_2$  — współczynnik efektu wybuchu:

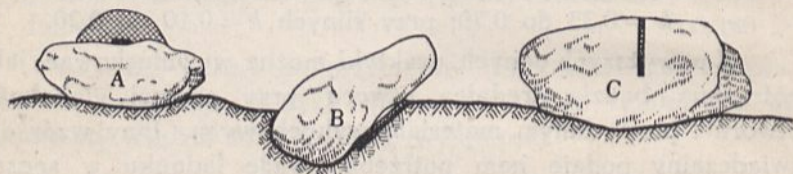
$k_2 = 1,3$  — dla skał bardzo twardych;

$k_2 = 0,6$  do  $0,9$  — dla skał twardych;

$k_2 = 0,45$  do  $0,60$  — dla wapieni;

$k_2 = 0,35$  — dla wapieni miękkich.

Gdy mamy sytuację dobowanej skały, jak na rys. 30 (dwie powierzchnie odsłonięte), obliczony dla danej głębokości i średnicy ładunek możemy dla większego efektu podzielić na kilka części, jak to wskazano na rysunku. Praktyka podaje nam również, że odległość  $L$  (rys. 30) pomiędzy sąsiednimi otworami świdrowymi nie jest obojętna dla osiągnięcia najlepszego rezultatu i musi być określona doświadczalnie.



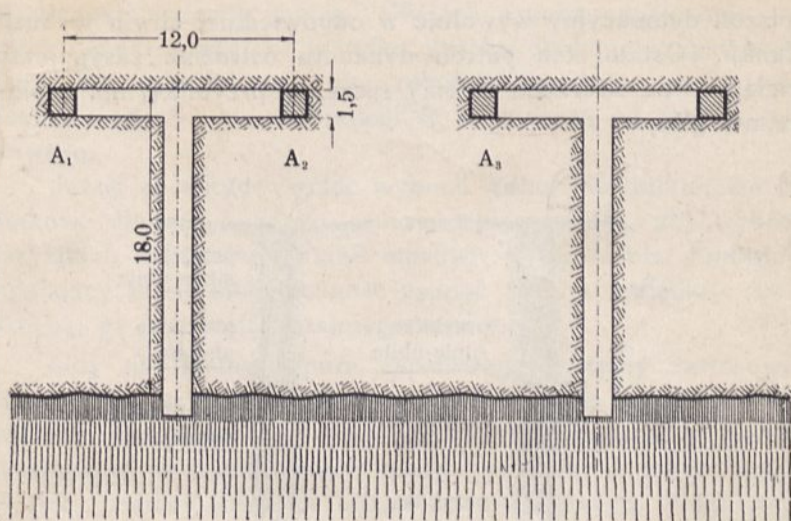
Rys. 31.

Gdy skała znajduje się w postaci oddzielnych bloków, zadanie jest ułatwione, ponieważ w razie użycia materiału wybuchowego o charakterze miążdzącym (np. dynamitu), wystarczy na wierzch bloku położyć ładunek i przykryć go „bochenkiem” z plastycznej gliny (rys. 31A) lub też podłożyć pod blok w otwór wykonany w ziemi (rys. 31B); przy użyciu zaś materiału o charakterze rozrywającym (np. czarnego prochu) należy wykonać otwór i załadować odpowiedni ładunek (rys. 31C).

Zamiast otworów świdrowych, w razie potrzeby wykonania robót skalnych na wielką skalę, stosowane być mogą szyby minowe (rys. 32) o wymiarach takich, aby w nich robotnicy mogli swobodnie dobywać i usuwać skałę (np.  $1,5 \times 1,5$  m); aby umieścić większą ilość materiału wybuchowego, szyby mogą być przy końcu rozdwojone, a komory minowe (w p.  $A_1, A_2, A_3$  itd.) mogą być pędzone pionowo i napełniane materiałem wybuchowym w ilości potrzebnej dla osiągnięcia najlepszego efektu.

Przy większych robotach nie należy polegać na danych zebranych w literaturze technicznej, które winny służyć jedynie jako materiał orientacyjny dla przybliżonego określenia wymiarów otworów świdrowych, czy też szybów i komór minowych oraz wielkości ładunków materiałów wybuchowych; w tych wypadkach należy przeprowadzić szereg wybuchów próbnych.





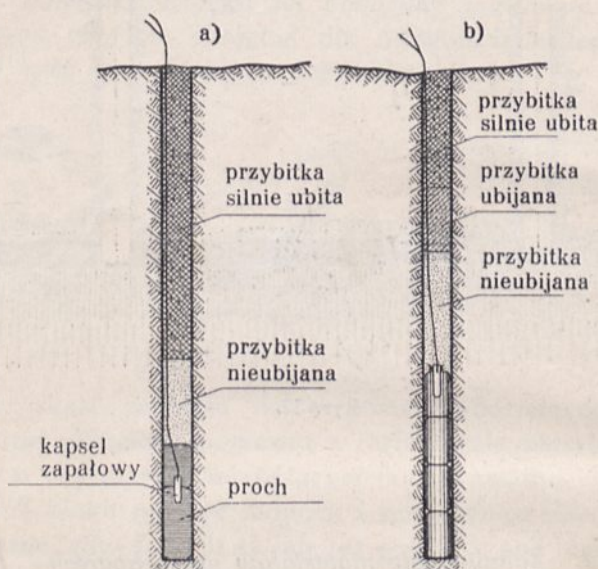
Rys. 32.

#### 4. Załadowanie materiałów wybuchowych

Gdy do otworu wiertniczego mamy załadować ładunek prochu strzelniczego, należy otwór ten dokładnie wysuszyć, o ile jest mokry, i następnie wsypać połowę ładunku prochu lub też włożyć połowę patronów, o ile proch mamy sprasowany w patronach (zwykle tekturowych); po czym umieszczamy przyrząd zapalowy (p. str. 78 i nast.), przy pomocy którego wywołany będzie wybuch ładunku, i dajemy drugą połowę ładunku; przy pomocy drewnianego pręta dajemy przybitkę z pakuł, gałki ugniecionego papieru itp., zasypujemy otwór ziemią z lekka ubijając, wreszcie z wierzchu dajemy przybitkę z silnie ubitej ziemi; dobrze jest dla tego celu zastosować ugniecioną plastyczną glinę (rys. 33a).

Gdy mamy do czynienia z dynamitem (rys. 33b) zwykle stosujemy go w postaci niewielkich walców, owiniętych w papier impregnowany; walce te umieszczamy w otworze świdrowym, ostrożnie zasuważąc przy pomocy pręta drewnianego; na wierzchu dajemy patron dynamitu, w który wetknięty specjalny

kapiszon detonacyjny wywołuje w odpowiedniej chwili wybuch ładunku. Ostatni ten patron dynamitu ostrożnie zasypujemy ziemią, a na wierzchu dajemy szczelną przybitkę, np. z plastycznej gliny.



Rys. 33.

Jeżeli stosujemy komory minowe (rys. 32), należy pamiętać o szczelnym zasypaniu sztolni i stworzeniu „przybitki”, aby gazy wytwarzane w czasie wybuchu nie miały ujścia na zewnątrz.

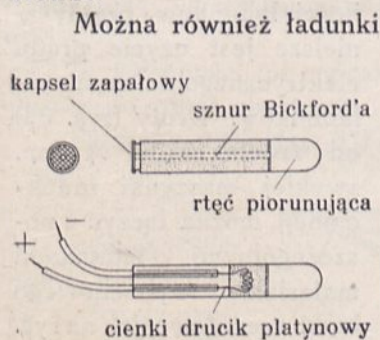
### 5. Przyrządy zapalowe i wywoływanie wybuchu

Stosunkowo łatwe i proste jest wywoływanie wybuchu prochu strzelniczego. Wystarczy, aby iskra dostała się do prochu. W tym celu najczęściej stosowany jest tzw. sznur zapalowy Bickforda, składający się z rurki bawełnianej, wypełnionej masą mogącą się palić powolnie bez dostępu powietrza; masa taka zwykle składa się z tartego prochu strzelniczego, siarki, saetry i innych domieszek. Pali się powoli: ogień wewnątrz rurki posuwa się z szybkością od 60 do 200 sekund

na długości jednego metra. Długość sznura zapalowego (od końca umieszczonego w ładunku prochu do końca zapalnego) winna być tak dobrana, aby robotnik zapalający sznur miał możliwość oddalić się na odległość bezpieczną od otworu świdrowego.

Jeżeli chcemy wywołać wybuch kilku lub kilkunastu ładunków, długość każdego sznura dobieramy tak, aby wybuch wszystkich ładunków nastąpił możliwie jednocześnie, a robotnik zapalający sznur miał możliwość usunąć się na odległość bezpieczną, po zapaleniu ostatniego sznura.

Gdy nie mamy sznura zapalowego możemy zastosować cienką rurkę szklaną wypełnioną spreparowaną masą, jaką wypełniony jest wewnątrz sznur Bickforda; wymaga to jednak umiejętności w preparowaniu masy; masę tę w rurce zapala się przy pomocy kawałka sznura nasiarkowanego, wetkniętego w wystający z otworu świdrowego koniec rurki szklanej; taki sznur nasiarkowany może powoli tlić się nawet na silnym wietrze.



Rys. 34.

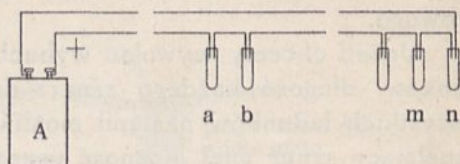
Można również ładunki prochu zapalać przy pomocy nabywanych w handlu pistoronów lub kapiszonów zapalowych z rtęci piorunującej ( $C_2 N_2 O_2 Hg$ ).

Kapiszon taki (rys. 34) eksploduje, będąc ogrzany przez ogień sznura zapalowego Bickforda lub przez prąd elektryczny, przepuszczony za pomocą zwykłej maszynki indukcyjnej dwóch izolowanych drutów; druty te są zakończone w pistoronie

cienkim drucikiem platynowym, który pod wpływem prądu nagrzewa się i wywołuje wybuch rtęci piorunującej; niekiedy druciki izolowane na końcach, znajdujących się w kapiszonie, są obnażone z izolacji i ustawione na takiej odległości, aby przez te końce mogła przeskakiwać iskra elektryczna i wywoływać wybuch rtęci piorunującej w pistoronie.

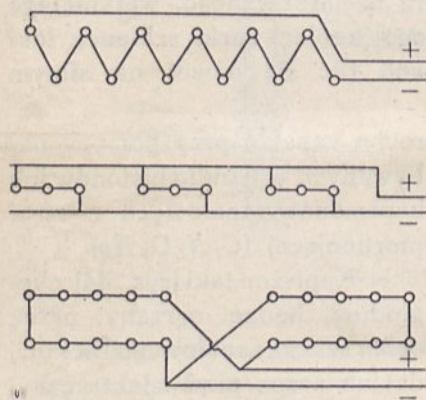
Gdy mamy do czynienia z dynamitem i podobnymi mu materiałami wybuchowymi, wybuchy ich łatwiej wywołać przez detonację, tj. przez wybuch w pobliżu. W tym celu mogą być

stosowane bądź małe ładunki prochu, umieszczone bezpośrednio na patronach dynamitowych lub tym podobnych materiałach wybuchowych i zapalane przy pomocy sznura zapalowego, bądź też mogą być stosowane opisane wyżej pistony czy kapsle zapalowe, wetknięte w masę materiału wybuchowego i zapalane za pomocą sznura Bickforda lub przy pomocy prądu elektrycznego.



Rys. 35.

Gdy mamy szereg ładunków do zapalenia jednoczesnego, ze względu na bezpieczeństwo ludzi, zajętych przy zapalaniu



Rys. 36.

ładunków oraz ze względu na większy efekt, jaki osiąga się przy jednoczesnym wybuchu większej ilości ładunków, praktyczniejsze jest użycie prądu elektrycznego do zapalania ładunków. Druty (rys. 35) od źródła prądu A (np. zwykłej maszyny indukcyjnej) można łączyć z poszczególnymi ładunkami materiału wybuchowego bądź szeregowo (jak na rys. 35), bądź też w inny sposób,

zapewniający przepływ prądu przez kapsle z rtęcią pionurującą, np. według schematów rys. 36.

#### 4. Pługi do robót ziemnych

Grunty o małej zwięzłości, jak piasek, grunty piaszczyste, żwir, nie wymagają uprzednio spulchnienia i mogą być bezpośrednio dobywane przy pomocy różnych narzędzi, przyrządów i maszyn, natomiast grunty o większej zwięzłości, jak zbite

grunty piaszczysto-gliniaste, gliny, czarnoziem, a zwłaszcza grunty pokryte mocną darnią lub przerośnięte korzeniami, muszą być uprzednio spulchnione przy pomocy specjalnych pługów przystosowanych do robót ziemnych.

Przy gruntach lżejszych, pokrytych niezbyt mocną darnią, można zastosować zwykłe pługi rolnicze, lepiej jednak zasto-

sować pługi specjalne, ciągnięte przez jedną lub kilka par koni.

Pług do robót ziemnych różni się tym, że uchwyt do utrzymania w równowadze jest u tych

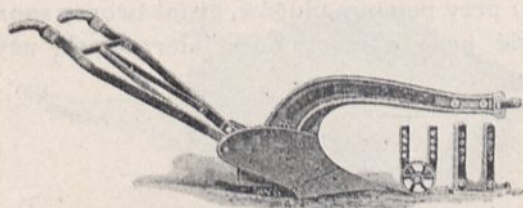
pługów dłuższy, niż u pługów używanych w rolnictwie, aby można było mniejszym wysiłkiem rąk utrzymywać pług w równowadze.

W zależności od rodzaju gruntów, używane są dwa typy pługów do robót ziemnych.

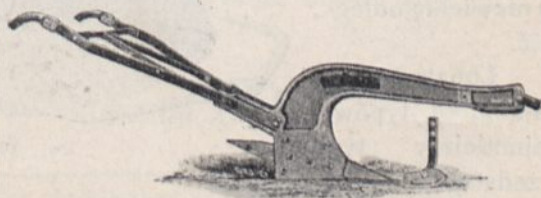
Pierwszy typ (rys. 37) używa się do gruntów lżejszych; wymaga siły pociągowej 2 — 4 koni. Aby regulować głębokość spulchnienia z przodu przyczepiane są specjalne kółka lub sa- neczki, widoczne na rysunku. Lemiesz ze stali wy- sokiego gatunku zbudowany jest zwykle znacznie mocniej, niż w pługach rolniczych.

Dla cięższych gruntów kamienistych, mocnych gliniastych lub gruntów przerośniętych korzeniami używane są pługi o konstrukcji nieco odmiennej (rys. 38).

Widzimy tu lemiesz w postaci kilofa o dwóch końcach zaostrzonych; można go obrócić, gdy jeden koniec zedrze się



▼ Rys. 37.



Rys. 38.

w czasie robót; można ten lemiesz łatwo wymienić, gdy się stanie zupełnie niezdatny do dalszej pracy. Pług taki, w zależności od rodzaju gruntu, wymaga większej siły pociągowej — 2 i więcej par koni.

Gdy zachodzi potrzeba stosowania większej ilości koni, korzystniejszym może okazać się zastosowanie, jako siły pociągowej, traktora, który ciągnąć może od razu po kilka pługów.

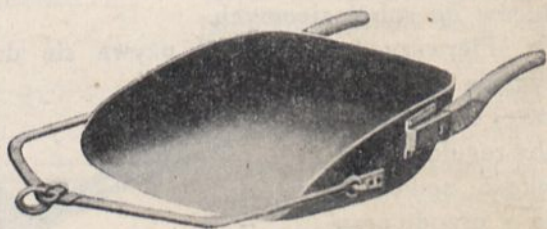
Jeżeli wzruszony, przy pomocy pługów, grunt tworzy spore grudy, można je rozbić przy pomocy bron talerzowych, używanych w rolnictwie.

## 5. Łopaty konne i traktorowe

### Łopaty konne

Są to narzędzia ciągnięte przy pomocy koni lub mułów, rzadziej przy pomocy wołów roboczych, służące do dobywania ziemi, zwłaszcza o mniejszej zwięzłości, i jednocześnie do przewożenia jej na niewielką odległość.

Łopaty te bywają kilku typów. Najmniejszy typ przedstawiony jest na rys. 39a.

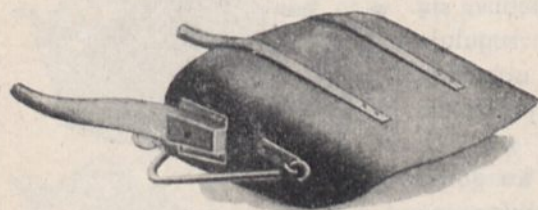


Rys. 39a.

Ten typ łopaty używa się wtedy, gdy zachodzi potrzeba przesunięcia ziemi na stosunkowo niewielką odległość 20—40 m. Są one ciągnięte przez jednego lub dwa konie; zbudowane są z blachy stalowej. Gdy trzeba nabrać ziemi, robotnik unosi do góry drewniane rękojeście, umocowane z boków łopaty; wtedy ostrze, opierając się o ziemię pod kątem ostrym, przy ruszeniu zaprzęgu wrzyna się w ziemię i łopata wypełnia się ziemią, zeskrobując ją w czasie ruchu. Gdy łopata jest wypełniona, rękojeść opuszcza się ku ziemi i łopata może być wleczona.

Gdy zostanie ona zawleczona na miejsce przeznaczenia, robotnik unosi rękojeście ku górze; wtedy nóż łopaty zaczepia o ziemię, łopata się przewraca, wysypując zawartość (rys. 39b); w tym położeniu może być przeciągnięta z powrotem do miejsca dobywania ziemi.

Objętość łopat: małych — na jednego konia — 0,08—0,09  $m^3$ ; większych — na dwa konie — 0,10—0,20  $m^3$ .



Rys. 39b.

W rzeczywistości nigdy łopata całkowicie się nie wypełni; przeciętne jej załadowanie można przyjąć na 50% nominalnej objętości.

Mocna i z dobrego materiału zbudowana łopata może wytrzymać pracę w ciągu 300—350 dni roboczych, po czym staje się zupełnie niezdatną do użytku, gdyż dno i boki zupełnie się wycierają i niewiele pomaga przypawanie łat; niewiele również wpływają na przedłużenie życia łopaty płozy z płaskownika przynitowane do spodu łopaty. Dla orientacji o wydajności pracy łopat konnych służyć może tablica XIV.

Tablica XIV

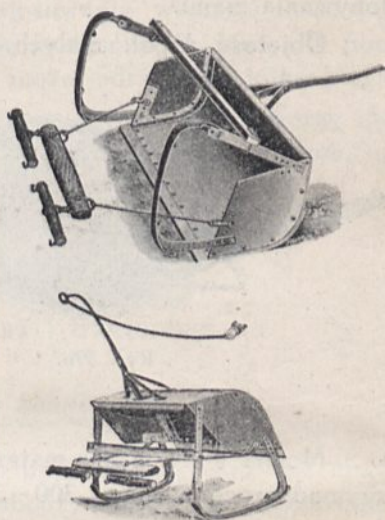
Objętość łopaty w $m^3$	Odległość przewozu w $m$	Wydajność $m^3/godz$ w zależn. od rodzaju gruntu
0,14	15	4,1—4,6
0,14	25	2,5—3,9
0,20	15	4,5—5,1
0,20	25	3,2—3,6

Drugi typ łopat konnych stanowią łopaty, przedstawione na rys. 40.

Ten typ łopaty konnej wyrabiany jest w kilku wielkościach od 0,25 do 0,5 m<sup>3</sup> objętości teoretycznej. Niezbędna siła pociągowa 2—4 konie. Do miejsca dobywania ziemi łopata ta jest wleczona na płozach (rys. 40); gdy dojedzie na miejsce, przez pociągnięcie za uchwyt, oznaczony na rysunku, przewraca się; wtedy nóż zagłębia się w ziemię; zagłębienie reguluje się za pomocą tegoż uchwytu; po napełnieniu łopaty ziemią uchwyt opuszcza się na dół; wtedy nóż unosi się ku górze i łopata może być zawleczona wraz z ziemią na miejsce wyładunku.

Łopaty tego typu dobrze nadają się do gruntów gliniastych; są dogodnie do pracy w przekrojach odcinkowych; kalkulują się zwykle przy odległościach 40—50 m i niekiedy większych.

Wydajność pracy ich podana jest w tablicy XV.



Rys. 40.

Tablica XV

Objętość łopaty w m <sup>3</sup>	Odległość przewozu w m	Wydajność pracy (w zależn. od rodzaju gruntu) w m <sup>3</sup> /godz
0,33	50	5,6—6,3
0,33	75	4,4—4,9
0,50	75	6,3—7,0
0,50	100	5,1—5,5

Trzeci typ łopat konnych przedstawiony jest na rys. 41. Łopaty tego typu zaopatrzone są w wózek dwukołowy dla ułatwienia przewożenia ziemi na większą odległość; wyrabiane są



w kilku wielkościach, o objętości teoretycznej 0,25 do 0,60 m<sup>3</sup>. Niezbędna siła pociągowa od 2 do 4 koni; przy większych podczas ładowania należy doprzęgać dodatkowo parę koni.

Dla manipulowania taką łopatą z tyłu urządzony jest uchwyt; jeżeli robotnik uniesie go nieco ku górze, łopata opuści się i przy pomocy noża zacznie zeskrobywać ziemię; można regulować zagłębienie noża w gruncie przez uniesienie ku górze rękojeści, przymocowanych do boków łopaty. Gdy łopata nabierze ziemi dostateczną ilość, wystarczy naciśnięcie uchwytu ku ziemi, aby łopata uniosła się na 10 — 12 cm ponad powierzchnię terenu i mogła być przewieziona do miejsca wyładowania, gdzie znowu wystarczy pochylenie uchwytu naprzód, aby łopata się opuściła, zaczepiła nożem o ziemię pod kątem większym, niż podczas ładowania, przewróciła się i wyładowała zawartość.



Rys. 41.

Ponieważ przewozimy dobytą ziemię przy użyciu tego typu łopaty na kołach, przeto odległość przewozu, przy której kalkulować się może taka łopata, jest większa, niż przy użyciu pierwszych dwóch typów łopat i wynosić może do 180 m.

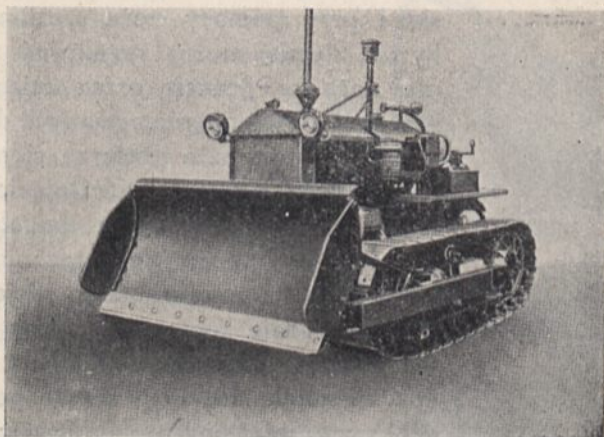
Wydajność tego typu łopaty konnej podana jest w tablicy XVI.

Tablica XVI

Objętość łopaty w m <sup>3</sup>	Odległość przewozu w m	Wydajność pracy (w zależn. od rodz. gruntu) w m <sup>3</sup> /godz
0,25	75	2,6—3,0
0,25	100	2,2—2,5
0,50	75	4,8—5,4
0,50	100	3,8—4,3
0,50	150	2,5—2,9

## Łopaty traktorowe

W ostatnich czasach zjawily się łopaty przystosowane do pracy przy pomocy traktorów (rys. 42, 43, 44); objętość [ich

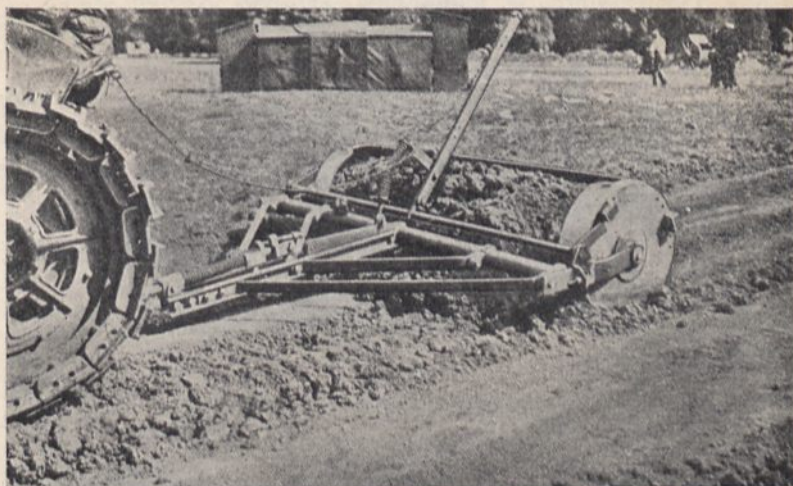


Rys. 42.



Rys. 43.

bywa od  $0,25 m^3$  do  $2,0 m^3$ ; niekiedy są tak urządzone, że kierowca traktora jednocześnie może wyładowywać lub naładowywać łopatę.



Rys. 44.

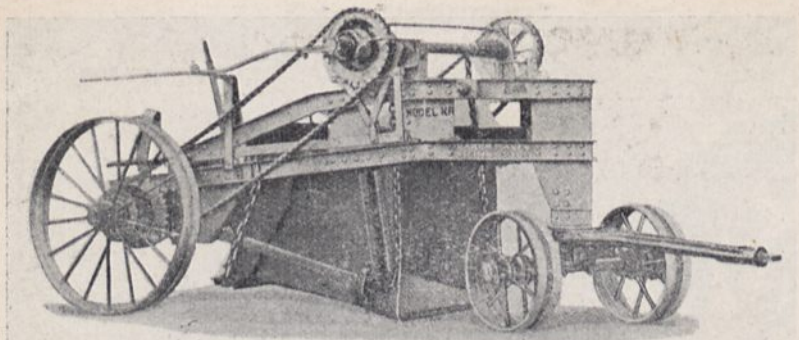
Najkorzystniejsza odległość przewozu ziemi przy pomocy takich łopat: 400 — 500 m. Wydajność pracy takich łopat podana jest w tablicy XVII<sup>1)</sup>.

Tablica XVII

Odległość przewozu w m	Ilość łopat ciągnionych przez traktor					
	jedna		dwie		trzy	
	objęt. jednej łopaty		objęt. jednej łopaty		objęt. jednej łopaty	
	0,5 m <sup>3</sup>	1,0 m <sup>3</sup>	0,5 m <sup>3</sup>	1,0 m <sup>3</sup>	0,5 m <sup>3</sup>	1,0 m <sup>3</sup>
100	33 m <sup>3</sup>	57 m <sup>3</sup>	52 m <sup>3</sup>	90 m <sup>3</sup>	77 m <sup>3</sup>	131 m <sup>3</sup>
200	18 „	32 „	32 „	55 „	49 „	81 „
300	12 „	22 „	22 „	40 „	34 „	59 „
400	9 „	17 „	17 „	31 „	27 „	46 „
500	8 „	15 „	15 „	26 „	22 „	38 „

Wreszcie bywają łopaty traktorowe na podwoziu cztero-kołowym (rys. 45), o objętości od 0,50 do 1,20 m<sup>3</sup>.

<sup>1)</sup> Sidorow. Mechanizacja ziemlanych robót.



Rys. 45.

### *Organizacja robót przy użyciu łopat konnych lub traktorowych*

Ma ona wpływ pierwszorzędny na wynik robót. Roboty winny być organizowane grupami po kilka łopat konnych lub po kilka traktorów, każdy z odpowiednią ilością łopat dostosowanych do miejscowych warunków.

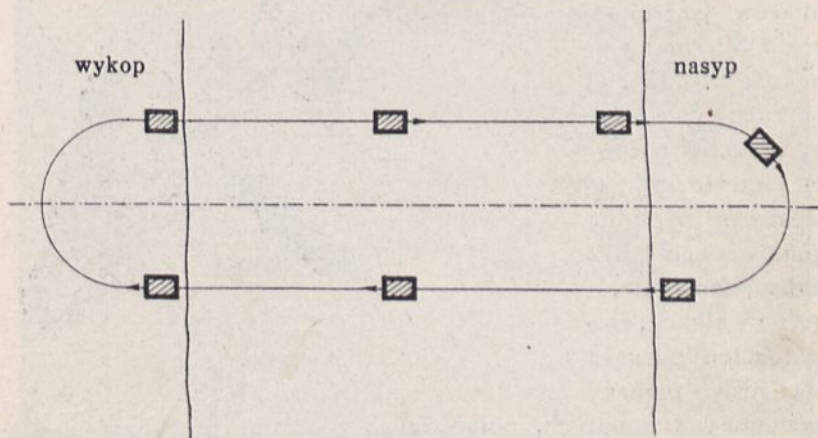
Siła pociągowa — konie lub traktory — w zależności od rodzaju gruntów, winna być możliwie dokładnie dobrana do łopat za pomocą obliczeń siły pociągowej i oporów, jakie przy pracy łopat w różnych rodzajach gruntów będą się wytwarzały. W razie potrzeby do każdej grupy łopat (brygady) winna być dobrana odpowiednia ilość pługów tak, aby uprzednie wzruszanie powierzchni terenu, niezbędne w pewnych wypadkach, nie powstrzymywało pracy łopat.

Wreszcie trzeba do takich brygad wyznaczyć potrzebną ilość różnych kategorii robotników: woźniców do koni, robotników do naładowywania (w wykopie) i wyładowywania (w nasypie), robotników do kierowania pracą pługów itd.

Poza tym roboty, które mają być wykonane, winny być oznaczone na gruncie, a brygady łopat konnych czy traktorowych ustawione tak, aby były ciągle w ruchu i wykonywały drogę od wykopu do nasypu w cyklu zamkniętym jedne za drugimi w takich odległościach, aby przystanki przy naładowywaniu i wyładowywaniu (rys. 46) nie wywoływały zamętu i stłoczenia zaprzęgów lub traktorów.

Nie należy również zapomnieć o konieczności kontroli brygad przez dozorców, obznajmionych z robotami ziemnymi.

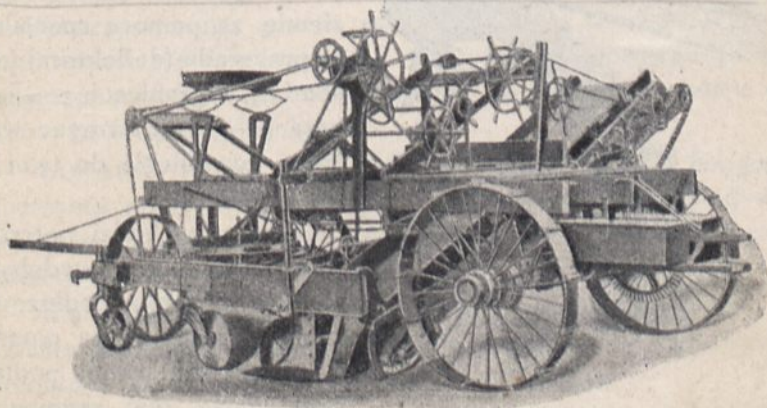
W Polsce wykonywanie robót ziemnych przy pomocy łopat konnych lub traktorowych rzadko się stosuje. Tłumaczy się to trudnością otrzymania i drożyzną sprzętu, jak również konserwatywnym panującym wśród sfer technicznych kierowniczych.



Rys. 46.

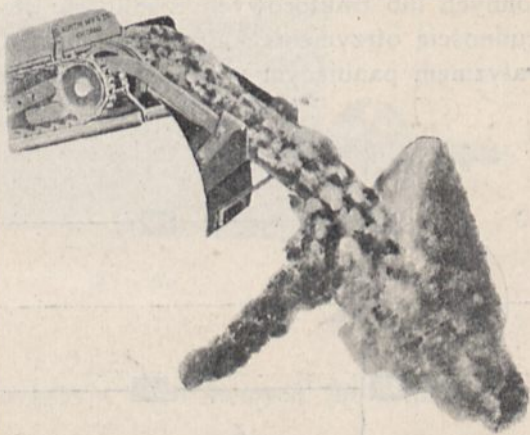
## 6. Dragi ziemne

Ten typ maszyn (rys. 47) może przy ich ruchu postępowym dobywać ziemię i jednocześnie przesuwac w kierunku



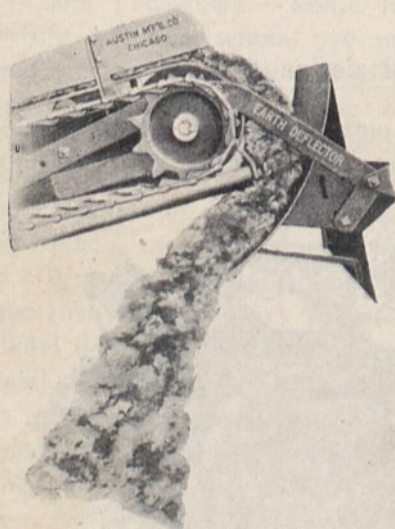
Rys. 47.

poprzecznym na odległość 7—10 m. Maszyna ta składa się z mocno zbudowanego podwozia żelaznego, do którego z boku przymocowany jest mocny lemiesz (pług), który przy ruchu postępowym dragi ziemnej zoraną skibę dość dużych wymiarów (szerokości do 30 cm i głębokości do 15 cm) narzuca na będący w ruchu pochyły elewator w postaci pasa z płótna gumowanego bez końca, naciągniętego na wałkach; elewator ten porusza się przy pomocy



Rys. 48a.

systemu kół zębatych, połączonych z osiami podwozia i dlatego jest uzależniony od ruchu podwozia, bądź też otrzymuje bezpośredni napęd od specjalnego niewielkiego silnika spalinowego, ustawionego na podwoziu. Elewator pochyłony jest do poziomu pod kątem  $20^{\circ}$ — $30^{\circ}$  i może zrzucić ziemię za pomocą specjalnego przyrządu (deflektora) (rys. 48a i b) w granicach pewnego pasa (2 — 3 m), tworząc wały ziemi, równoległe do tworzonego wykopu.



Rys. 48b.

Gdy zachodzi potrzeba transportowania wydobytej ziemi w kierunku podłużnym, ziemia przesunięta za pomocą elewatora w kierunku podłużnym, może być zsypanywana

z elewatora na wozy konne (specjalne typy) lub samochody ciężarowe.

Przewóz podłużny ziemi musi być w tym wypadku dobrze zorganizowany, aby ziemia z elewatora w całości była zabierana przez wozy i aby pracy drągi ziemnej nie trzeba było przerywać (rys. 49).



Rys. 49.

Jako siła pociągowa, może być użyty zaprzęg konny w 8 lub 12 koni, przy tym kilka koni może być zaprzężonych z tyłu maszyny; konie te popychają maszynę. Ponieważ przy wielokonnym zaprzęgu siła pociągowa koni nie jest dostatecznie wykorzystywana, przeto racjonalniejsze i w wielu wypadkach tańsze jest zastosowanie traktora, przystosowanego do ruchu po miękkim gruncie; najlepiej do tego celu nadaje się traktor gąsienicowy (czołgowy).

Szybkość ruchu drągi ziemnej wynosi do 2,5 *km/godz.* Wydajność pracy bywa 50—60 *m<sup>3</sup>/godz.*, zresztą zależy od warunków miejscowych i od nieprzewidzianych przerw w pracy maszyny.

Najlepsze warunki są wtedy, gdy grunt piaszczysty lub gliniasty nie zawiera kamieni i nie jest przerośnięty grubszymi korzeniami itp.

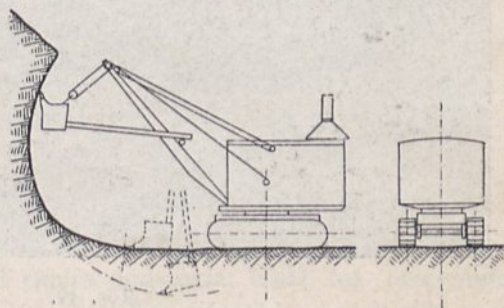
Zbyt sydkie piaski lub grząskie gliny nie są odpowiednimi gruntami do pracy drąg ziemnych.

Do robót ziemnych, jakie korzystnie jest wykonywać przy pomocy drag ziemnych, należą roboty ziemne w miejscowościach płaskich, jak np. rowy osuszające o szerokości nie mniejszej niż 2—3 m, a także niezbyt wysokie a długie nasypy, przy zastosowaniu przewozu poprzecznego do odległości 9—10 m.

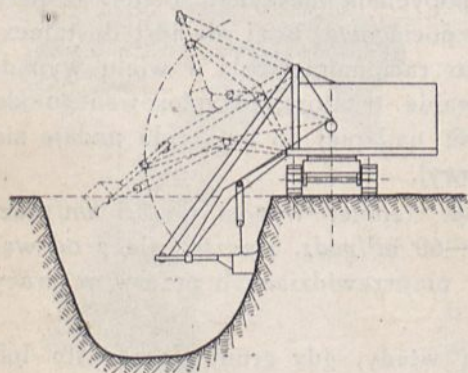
## 7. Łopaty mechaniczne (ekskawatory łyżkowe)

Gdy ilość dobywanej ziemi jest znaczna, a zwłaszcza gdy wykonywane wykopy są głębokie, może okazać się korzystnym zastosowanie łopat mechanicznych, nazywanych również ekskawatorami łyżkowymi. Schemat takich typowych nowoczesnych maszyn podany jest na rys. 50 — 55.

Prawie zawsze maszyny te mogą się same poruszać przy pomocy tego samego silnika (parowego, zwykle ze stojącym kotłem, spalinowego, często systemu Diesela lub elektrycznego),



Rys. 50.



Rys. 51.

który porusza łopatę (łyżkę), dobywającą ziemię. Obecnie często podwozia tych maszyn osadzone są na taśmach gąsienicowych (czołgowych), których zastosowanie daje dużą zwrotność takim maszynom i możliwość poruszania się nawet na słabych gruntach.

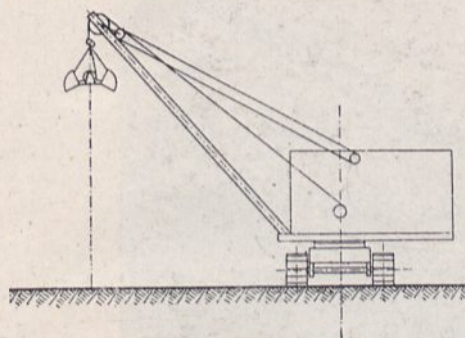
Ciśnienie gąsienic tych maszyn na grunt

nie przekracza 0,6—0,7 kg/cm<sup>2</sup>, gdy maszyna nie pracuje i może dochodzić do 1,2—1,5 kg/cm<sup>2</sup>.



Maszyny tego rodzaju mogą pracować w gruntach nawet średnio twardych, w pokładach kredy, marglu, konglomeratach, zbitych glinach, w gruntach przerośniętych korzeniami i nawet w gruntach skalistych, wzruszonych przy pomocy materiałów wybuchowych.

Najczęściej stosowane są przy robotach ziemnych typy, których schematy podane są na rys. 50 — 52 i 55.



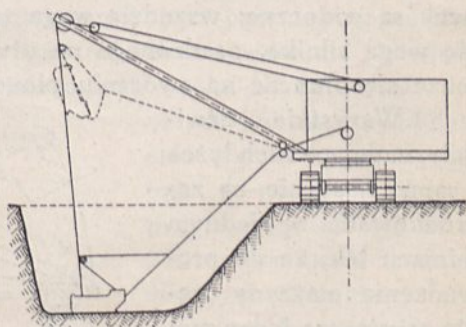
Rys. 52.

Maszyny te wyrabiane są w bardzo różnych wielkościach, o różnej wydajności, w zależności od objętości łyżki z mocnej blachy stalowej, opatrzonej stalowymi, wymiennymi pazurami i osadzonej na żórawiu o złożonej konstrukcji,

która daje możliwość, w znacznych granicach, ruchów pionowych lub poziomych.

Wydajność pracy takich maszyn zależy przede wszystkim od pojemności łyżki, której objętość wahać się może od  $0,3 \text{ m}^3$  do  $5,0 \text{ m}^3$ , następnie od szybkości ruchów jej, rodzaju gruntu, sprawności obsługi.

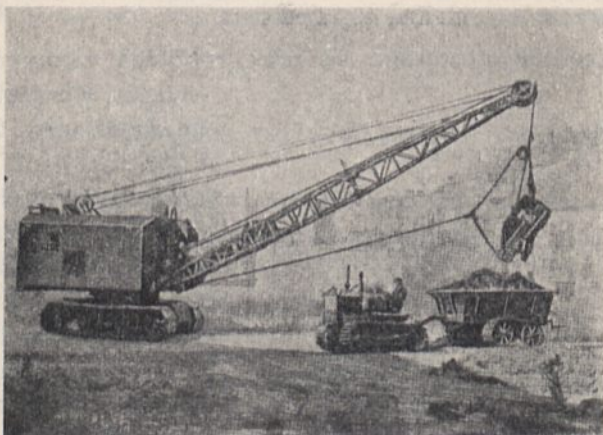
Przy 10-godzinnym dniu roboczym maszyna taka może wzruszyć i naładować na środki przewozowe, stojące w pobliżu, od  $150 \text{ m}^3$  do  $3000 \text{ m}^3$ .



Rys. 53.

Zasięg pracy takich maszyn zależy od ich wymiarów; w kierunku poziomym waha się od  $4,0 \text{ m}$  do  $16,0 \text{ m}$ ; w pionowym od  $4,0$  do  $12,0$ — $15,0 \text{ m}$  dla maszyn typu rys. 50 i  $6,0$ — $8,0 \text{ m}$  dla dobowania ziemi poniżej poziomu maszyny, przy typie rys. 51.

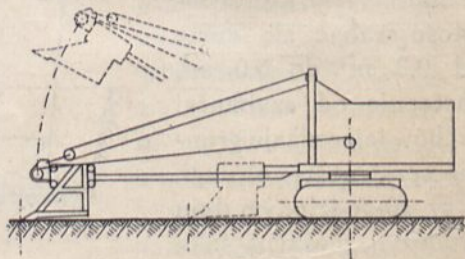
Typ, podany na rys. 55, przeznaczony jest dla stosunkowo płytkich wykopów i jest wyrabiany w stosunkowo małych wielkościach.



Rys. 54.

Na rys. 50, 51 i 55 schematy urządzeń łopat mechanicznych są widoczne: wszędzie waga żurawia z łyżką równowazy się wagą silnika, osadzonego na drugim końcu pomostu, który może się obracać na sworzniu pionowym.

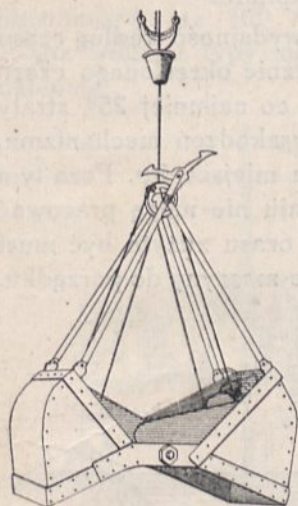
Wszystkie dźwignie, nadające ruch łyżce i samej maszynie, są ześrodkowane w jednym miejscu tak, że do prowadzenia maszyny często wystarcza jeden mechanik.



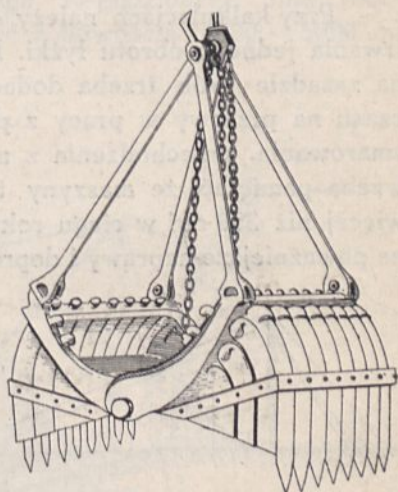
Rys. 55.

Stosunkowo rzadziej używają się łopaty mechaniczne podane na rys. 52, 53, 54. Dobywanie ziemi odbywa się bądź przy pomocy dwuszcękowych łopat typu, jak na rys. 56 i 57, spadających na dobowany grunt z pewnej wysokości (w tym wypadku nie może być grunt zwięzły), lub też przy pomocy

łyżki stalowej typu, podobnego do podanego na rys. 50, 51 i 55, wprawianej w ruch przy pomocy całego systemu lin stalowych (rys. 58).

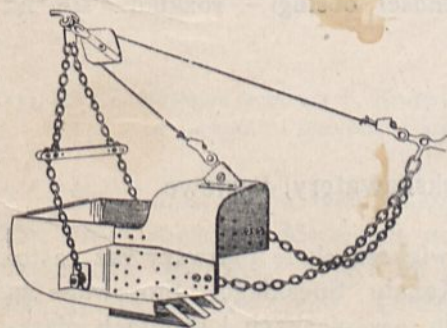


Rys. 56.



Rys. 57.

Łyżka w tym wypadku może być przeciągana na duże odległości, dochodzące do 250 m, jak to widać ze schematu, podanego na rys. 59. Objętość łyżki waha się od 0,7 do 3,00 m<sup>3</sup>, są jednak wypadki zastosowania łyżki o objętości 4—6 m<sup>3</sup>. Wydajność przy odległości od 60 do 250 m dochodzić może do 9000 m<sup>3</sup> dziennie.



Rys. 58.

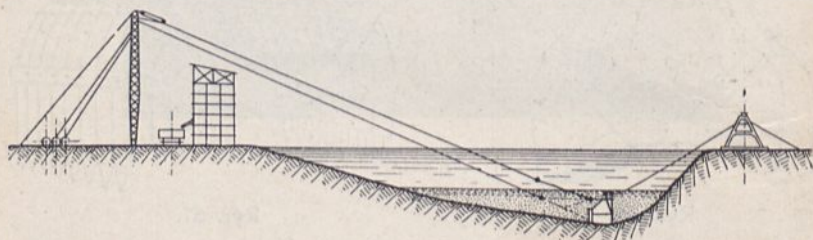
i naładowywania jej na środki przewozowe.

Przy kalkulacji trzeba przyjmować koszty:

1. robocizny i nadzoru wraz z kosztami ubez. socjalnych;

2. materiałów pędnych;
3. smarów;
4. kosztów utrzymania maszyn w porządku i napraw;
5. amortyzacji i oprocentowania kapitału.

Przy kalkulacjach należy obliczać wydajność według czasu trwania jednego obrotu łyżki. Do faktycznie określonego czasu na zasadzie prób trzeba dodać jeszcze co najmniej 25% straty czasu na przerwy w pracy z powodu uszkodzeń mechanizmu, smarowania, przechodzenia z miejsca na miejsce itp. Poza tym trzeba pamiętać, że maszyny tego rodzaju nie mogą pracować więcej niż 250 dni w ciągu roku; reszta czasu zużyta być musi na poważniejsze naprawy i doprowadzenie maszyny do porządku.



Rys. 59.

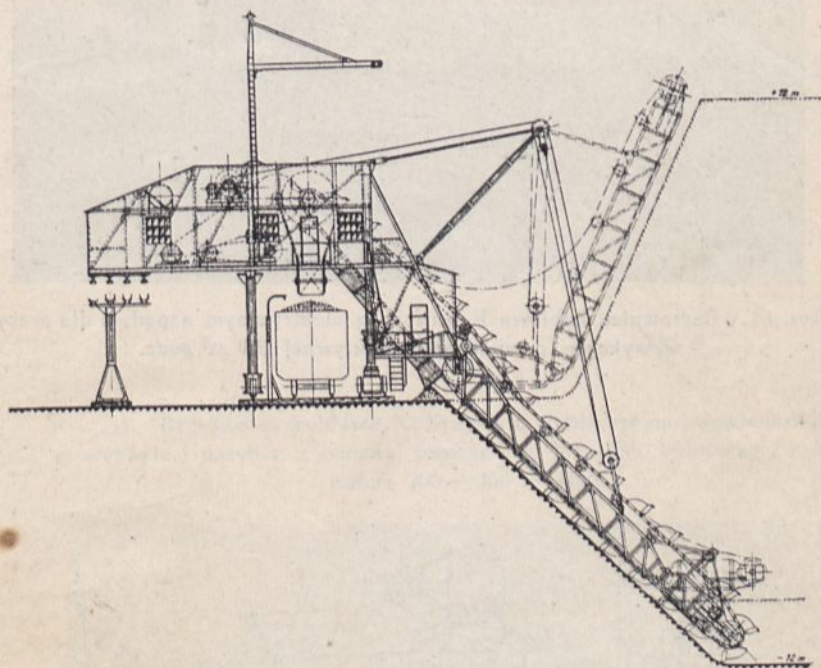
Amortyzacja podobnych maszyn — w zależności od solidności wykończenia i staranności obsługi — rozkłada się na okres 4 do 8 lat.

## 8. Bagrownice (ekskawatory) kubłowe

Tego typu maszyny na większą skalę pierwszy raz zastosowane były przy budowie Kanału Sueskiego. Stosowane są w gruntach z małą zwięzłością — w piaskach i gruntach piaszczystych i piaszczysto-gliniastych oraz w marglu i kredzie, o ile te dwa ostatnie rodzaje gruntu nie wymagają uprzedniego wzruszenia przy pomocy materiałów wybuchowych. Grunty, które mają być dobywane przy pomocy tego rodzaju maszyn, nie mogą zawierać odłamów skał, które mogłyby się nie po-

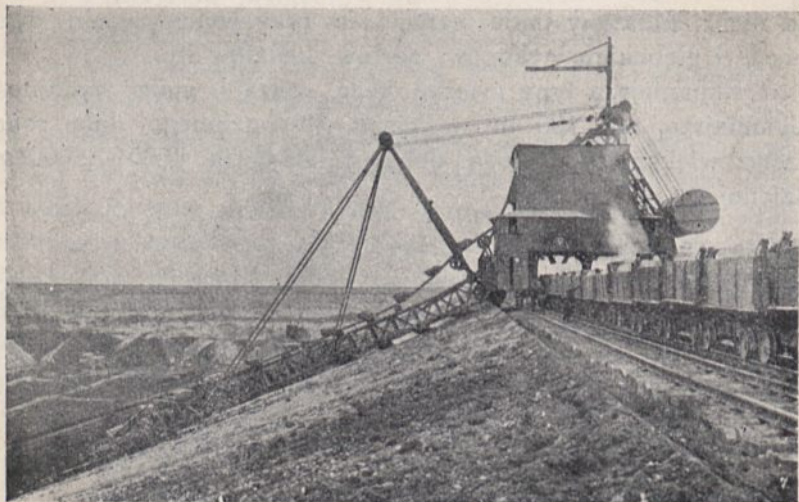
mieścić w kubłach (czerpakach) lub niewiele byłyby mniejsze od nich. Maszyny takie nadają się przy wykonywaniu długich i głębokich wykopów, portów, kanałów itp.

Najmniejsze typy maszyn tego rodzaju mają wydajność niemniejszą, niż  $100\text{ m}^3$  w ciągu 10-godzinnego dnia roboczego; większe typy mogą dobrać z łatwością  $4000\text{—}5000\text{ m}^3$  dziennie.

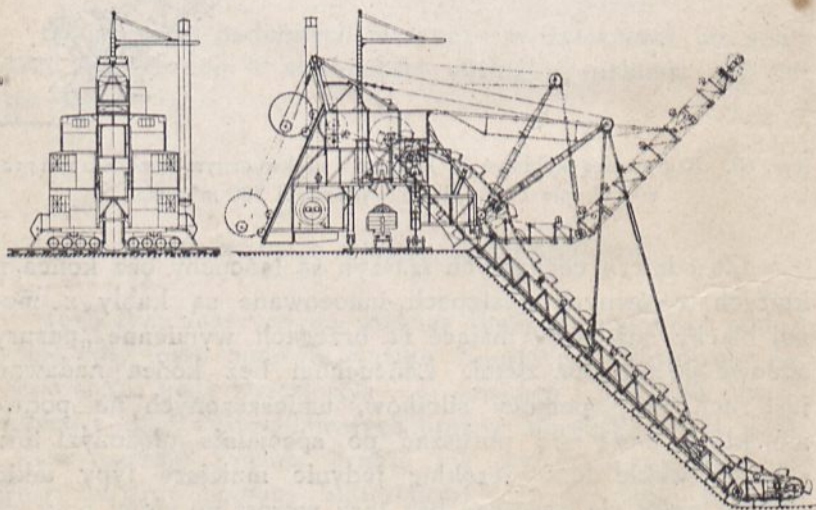


Rys. 60. Bagrownica kubłowa F. Kruppa z elektrycznym napędem dla pracy w wykopie i nasypie, o wydajności  $300\text{ m}^3/\text{godz}$ .

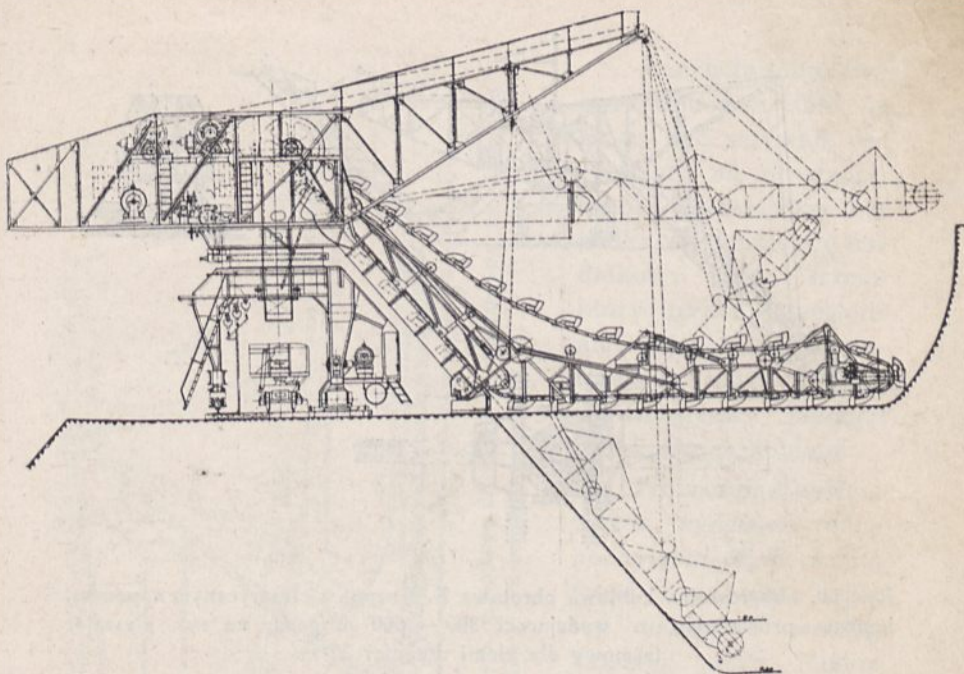
Zasadniczą cechą tych maszyn są łańcuchy bez końca, na których w równych odstępach umocowane są kubły z mocnej blachy stalowej, mające na brzegach wymienne „pazury” stalowe do ścinania ziemi. Łańcuchom bez końca nadawany jest ruch przy pomocy silników, umieszczonych na podwoziu, które może się poruszać po specjalnie ułożonym torze z szyn, zwykle dość szerokim; jedynie mniejsze typy takich maszyn mogą się poruszać bez toru wprost po ziemi przy pomocy gąsienic.



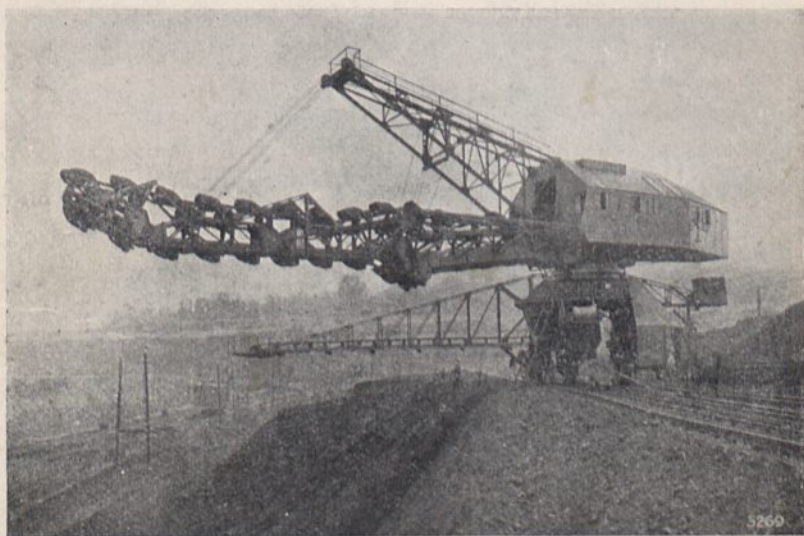
Rys. 61. Bagrownica kubłowa F. Kruppa z elektrycznym napędem dla pracy w wykopie, o wydajności efektywnej 550 m<sup>3</sup>/godz.



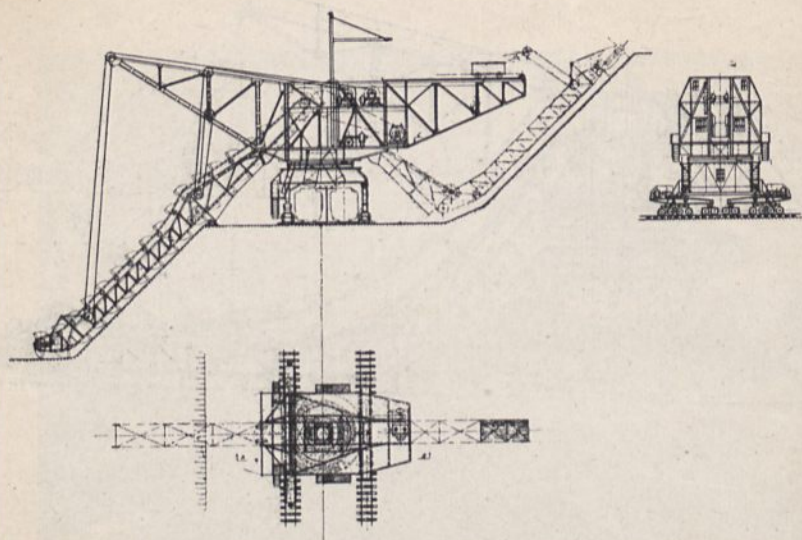
Rys. 62. Bagrownica kubłowa parowa F. Kruppa dla pracy w wykopie i nasypie



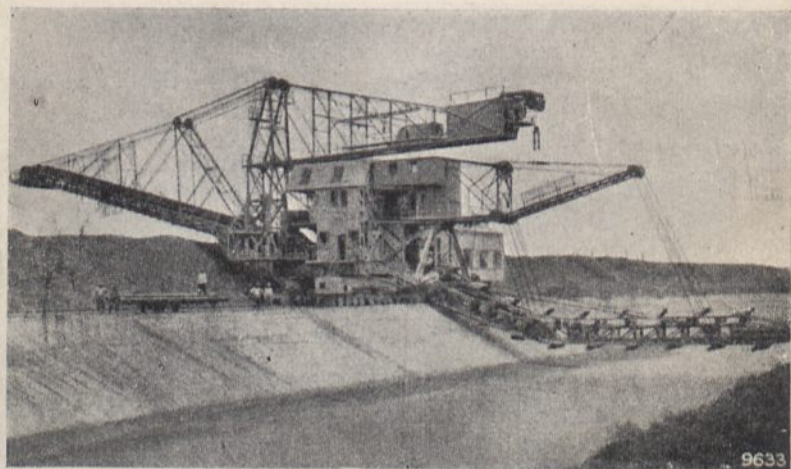
Rys. 63. Bagrownica kułowa F. Kruppa z elektrycznym napędem dla pracy w wykopie i nasypie, z łamaną prowadnicą łańcucha kułowego, z wydajnością 200 — 350 m<sup>3</sup>/godz.



Rys. 64. Bagrownica kułowa obrotowa F. Kruppa z elektrycznym napędem, łamaną prowadnicą, o wydajności 300 — 600 m<sup>3</sup>/godz; na rys. elewator taśmowy dla ziemi długości 20 m.

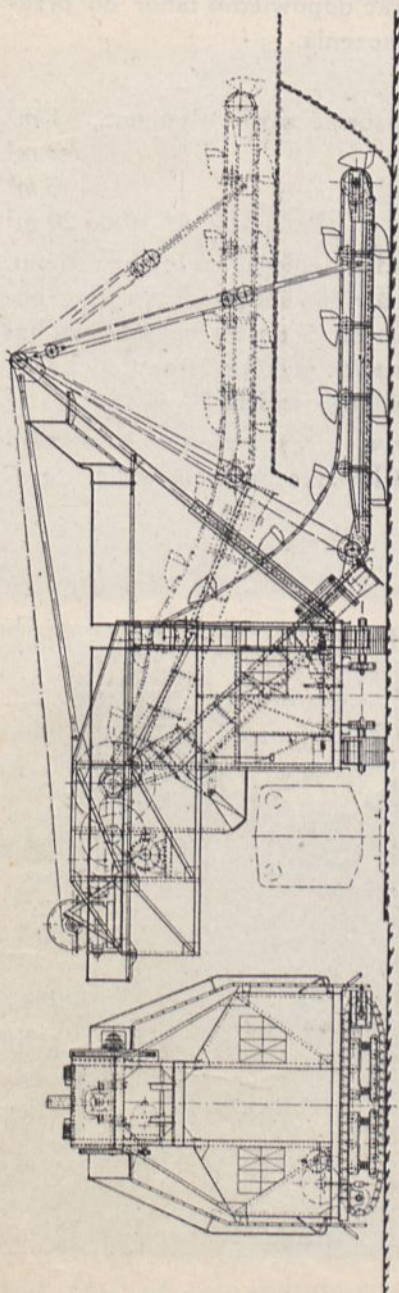


Rys. 65. Bagrownica kuźłowa obrotowa F. Kruppa z elektrycznym napędem, łamaną prowadnicą, o wydajności 300 — 600 m<sup>3</sup>/godz; na rys. elewator taśmowy dla ziemi długości 20 m.



Rys. 66. Bagrownica kuźłowa F. Kruppa z silnikiem elektr.-dieslowskim, do budowy kanałów w Macedonii, z łamaną prowadnicą, o wydajności 500 m<sup>3</sup>/godz i taśmowym elewátorem dla ziemi (obrotowym) o długości około 40 m.





Rys. 67. Bagrownica kubłowa F. Kruppa z napędem elektrycznym, z łamaną prowadnicą, umocowaną na podwoziu gąsienicowym, o wydajności 125 — 175 m<sup>3</sup>/godz.

Łańcuchy mogą zwi-  
 sać swobodnie lub też  
 mogą być sztywnie na-  
 ciągnięte na prowadni-  
 cach. W ostatnim wy-  
 padku otrzymuje się do-  
 datkowy opór tarcia,  
 który trzeba uwzględ-  
 niać przy obliczaniu po-  
 trzebnej mocy silnika,  
 poruszającego łańcuch  
 bez końca z kublami.

Prowadnice, którym  
 można nadawać różne  
 pochylenia do poziomu,  
 mogą być proste bądź  
 też załamane według  
 kształtu skarp, jakie  
 chcemy otrzymać w wy-  
 kopie. Ruch postępowy  
 maszyny albo jest stały,  
 albo przerywany i jest  
 niezależny od ruchu łań-  
 cucha bez końca.

Przy kalkulowaniu  
 wydajności należy przy-  
 jmować, że w praktyce  
 kubły wypełniane są za-  
 ledwie w  $\frac{2}{3}$  ich obję-  
 tości. Jeżeli dodać do  
 tego przerwy w pracy,  
 nieuniknione przy pod-  
 stawianiu wagonów do  
 odwożenia ziemi, realną  
 wydajność należy obli-  
 czać tylko na 50% teore-  
 tycznej.

Aby przerwy w pra-  
 cy maszyny przy pod-

stawianiu taboru były możliwie najmniejsze, w zależności od wydajności maszyny, należy dobierać odpowiedni tabor do przewożenia ziemi na miejsce przeznaczenia.

Tak na przykład:

przy godz. wyd.	10 m <sup>3</sup>	trzeba stosować wózki o pojemn.	1 m <sup>3</sup>
"	50 m <sup>3</sup>	"	2 m <sup>3</sup>
"	100 m <sup>3</sup>	"	5 m <sup>3</sup>
"	500 m <sup>3</sup>	"	od 10 do 20 m <sup>3</sup>

Ilość wózków zależna jest od odległości przewozu ziemi.

Przeciętna głębokość wykopów wykonywanych przy pomocy tych maszyn wynosi zwykle od 5 do 10 m; istnieją bagrownice kułkowe, mogące wykonywać wykopy 20 m głębokości, licząc od poziomu na którym stoi bagrownica.

Silniki stosowane są parowe, przy mniejszych wymiarach — spalinowe, zwłaszcza dieslowskie, a w ostatnich czasach — elektryczne.

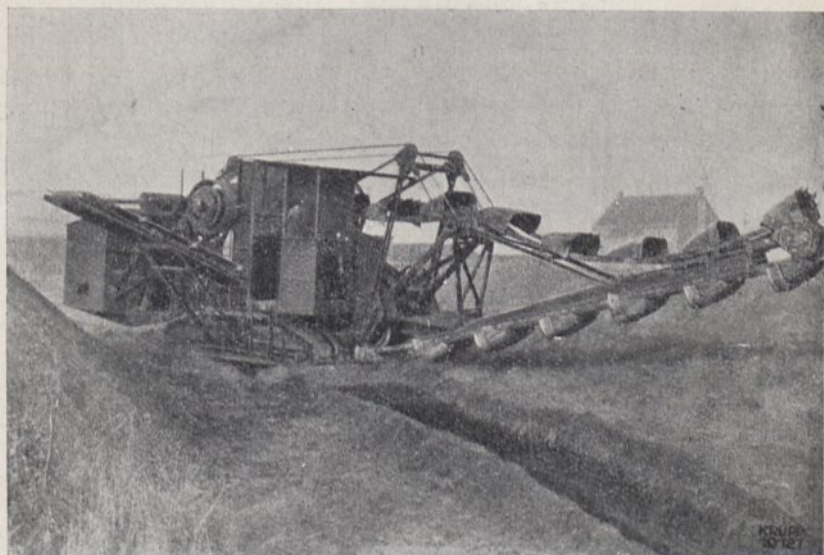
## 9. Bagrownice (ekskawatory) specjalne

Dla wykonywania robót ziemnych specjalnych, jak np. do kopania rowów drenarskich, rowów do kabli elektrycznych, układania rur wodociągowych, rowów strzeleckich w czasie wojny itp., mogą być zastosowane bagrownice specjalne, zmontowane na podwoziu, zaopatrzone w gaśnicową taśmę oraz elewator pasowy, który wykopaną ziemię przesuwa w kierunku poprzecznym i składa bądź w wał równoległy do wykopanego ro-



Rys. 68.

wu, bądź zsypuje do podstawianych pod elewator wozów. Na rys. 68 i 69 widzimy ekskawator do kopania rowów głę-



Rys. 69.

*Diesel*

bokości do 4,5 m, szerokości 1,4 m. Motor spalinowy (dieselski) porusza łańcuch bez końca oraz czołg do posuwania maszyny naprzód.



Rys. 70.

Szybkość kopania rowu wynosi 10—50 m. bież./godz. Nie pracując maszyna posuwa się z szybkością 2,5 km/godz.

Pierwsze typy maszyn tego rodzaju były zaopatrzone w wielkie koło pionowe, umieszczone z tyłu maszyny, mające na obwodzie szereg kublów, które w miarę potrzeby zagłębiało się przy ruchu postępowym maszyny, wyrzucając dobytej ziemię na boki. Obecnie tego rodzaju maszyny rzadko są używane (rys. 70).

## 10. Dobywanie gruntu przy pomocy strumienia wody

Jeżeli zbudujemy odpowiedniej wielkości sikawki i będziemy kierować strumień wody pod dużym ciśnieniem na grunt, który mamy dobyć, grunt — w zależności od szybkości (20 — 70 m/sek), z jaką będzie wyrzucany strumień wody, — będzie rozrzedzony wodą i zmywany.

Jeżeli taką mieszaninę wody z gruntem skierujemy na miejsce, gdzie grunt ma być złożony i stworzymy tam warunki, aby woda została oddzielona od gruntu, możemy jednocześnie z dobytciem (a właściwie rozmyciem) gruntu uskutecznić transport gruntu na miejsce przeznaczenia i złożyć go tak, jak tego wymaga projektowana budowla ziemna. Jest to sposób, znany jeszcze za czasów Pliniusza; w nowszych czasach zastosowano go w Kalifornii w kopalniach złota w połowie XIX wieku.

W miarę rozwoju techniki budowy pomp, zwłaszcza odśrodkowych, zaczęto stosować dobywanie gruntu przy pomocy strumienia wody przy budowlach inżynierskich (budowa tam, kanałów, m. inn. Kanału Panamskiego). Ostatnio zastosowano ten sposób przy wykonaniu wielkich robót ziemnych „Dnieprostroja”.

Miejscowe warunki terenowe decydują o możliwości zastosowania omawianego sposobu dobywania gruntu: warunki te mogą być mniej lub więcej sprzyjające.

a. Najrzadziej spotykamy takie warunki miejscowe, gdy woda potrzebna do rozmywania gruntu znajduje się wyżej niż miejsce robót i może być doprowadzona ciężarem własnym i gdy mieszanina wody z gruntem również własnym ciężarem sływa na miejsce przeznaczenia bądź kanałami wykopanymi w gruncie, bądź specjalnie zbudowanymi, otwartymi korytami lub rurami.

W tym wypadku sposób ten może być bardzo tani i może z łatwością rywalizować z każdym innym, zwłaszcza gdy doprowadzona własnym ciężarem woda daje wystarczające ciśnienie do rozmywania gruntu.

b. Gorzej nieco sprawa się przedstawia, gdy woda potrzebna do rozmywania gruntu znajduje się w dostatecznej ilości wyżej niż miejsce robót, ale miejscowe warunki terenowe wymagają zastosowania urządzeń mechanicznych (pomp ssących

lub specjalnych hydroelewatorów) do usuwania mieszaniny wody z rozmytym gruntem, gdyż mieszanina ta nie ma możliwości spłynąć własnym ciężarem.

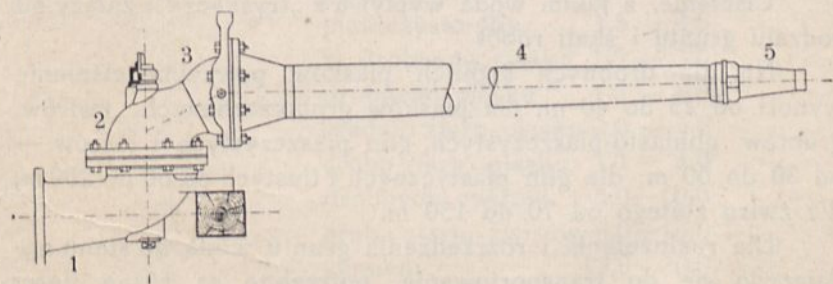
c. Również sprawa gorzej się przedstawia, gdy nie ma możliwości doprowadzenia wody pod odpowiednim ciśnieniem do maszyn specjalnie zbudowanych dla rozmywania gruntów, tzw. tryskaczy lub „hydromonitorów” i potrzebne są pompy tłoczące do nich wodę w odpowiedniej ilości i pod odpowiednim ciśnieniem, oraz gdy mieszanina wody z gruntem może spływać do miejsca przeznaczenia własnym ciężarem.

W ostatnich dwóch wypadkach (b i c) koszt robót może być znacznie większy niż w pierwszym.

d. Wreszcie warunki terenowe mogą być tego rodzaju, że nie mamy możliwości doprowadzenia wody pod odpowiednim ciśnieniem, ani odprowadzenia zmytego gruntu własnym ciężarem i potrzebne są pompy zarówno dla wody, jak pompy lub hydroelewatory dla mieszaniny wody i gruntu. W tym wypadku wykonanie robót może być kosztowne, często kosztowniejsze, niż inne sposoby добыcia gruntów, gdyż wymaga dużej instalacji specjalnej.

### *Maszyny do rozmywania gruntu*

Nazywane są tryskaczami lub hydromonitorami. Doprowadzona na miejsce robót woda bądź własnym ciężarem, bądź

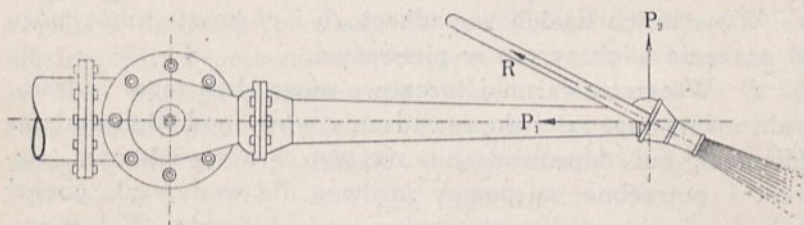


Rys. 71.

przy pomocy specjalnych pomp, winna być z odpowiednią siłą wyrzucona na grunt, który ma być rozmyty, za pomocą „tryskacza”, którego urządzenie jest identyczne z urządzeniem siłkawków pożarowych: woda wypływa przez zwężającą się rurę,

która wobec dużych wymiarów musi mieć zapewnioną łatwość ruchów pionowych i bocznych przez urządzenie przegubów i urządzeń widocznych (2 i 3) na rys. 71 i 72.

Tryskacze bywają różnych wymiarów w zależności od rodzaju i skali robót, jakie mają być wykonane. Np. średnica rury przy wylocie bywa od 50 mm do 225 mm; ilość wody wypływającej od 0,05 do 1,8 m<sup>3</sup>/sek, a potrzebne ciśnienie od 30 do 120 m. Naturalnie i wydajność wahać się może w szerokich granicach: od 150 do 6000 m<sup>3</sup> przy 20-godzinnej pracy na dobę.



Rys. 72.

Aby ułatwić ruchy tryskaczy o większych wymiarach, urządzany bywa tzw. deflektor na przegubie (rys. 72), umożliwiający ruchy tryskacza przez ustawienie końca jego pod pewnym kątem do osi, przez co osiąga się ruch obrotowy ciężkiego tryskacza. Zwykle na większych instalacjach robotnik, kierujący pracą tryskacza, umieszczony jest na nim.

Ciśnienie, z jakim woda wypływa z „tryskacza”, zależy od rodzaju gruntu i skali robót.

Np. dla drobnych sypkich piasków potrzebne ciśnienie wynosi od 25 do 40 m; dla piasków gruboziarnistych, żwirów, gruntów gliniasto-piaszczystych, glin piaszczystych i lössów — od 30 do 60 m; dla glin plastycznych i tłustych od 60 do 200 m; dla żwiru zbitego od 70 do 150 m.

Dla rozluźnienia i rozrzedzenia gruntu wodą do stanu nadającego się do transportowania, potrzebne są różne ilości wody, zależne od właściwości fizycznych gruntów oraz odległości tryskacza od ściany rozmywanego gruntu.

Np. piaski i lekkie grunty piaszczysto-gliniaste wymagają 2 — 6 m<sup>3</sup> wody na 1 m<sup>3</sup> gruntu, gliny zbite — 10 — 12 m<sup>3</sup>, łupki do 30 m<sup>3</sup>.

## Transport gruntu przy pomocy wody

Jeżeli odbywa się pod wpływem własnego ciężaru, mieszanie gruntu z wodą puszcza się w specjalnie wykonane koryta otwarte (zwykle drewniane) lub rury; najodpowiedniejsze są otwarte koryta, gdyż nie zapychają się, jak rury i nie zamulają się, jak rowy w gruncie.

Spadek od 0,01 do 0,10 — w zależności od rodzaju gruntu; wielkość spadku powinna być przystosowana do szybkości, jaka wystarcza do transportowania rozrzedzonego gruntu. Szybkości te są następujące:

Dla łu i gliny. . . . .	$v_{min}$	=	0,08 m/sek
„ drobnego piasku . . . . .	„	=	0,15 „
„ średnio ziarnistego piasku. . . . .	„	=	0,20 „
„ żwiru o średnicy 25 mm	„	=	0,60 „
„ „ „ 50	„	=	1,00 „
„ otoczków o średn. 75 — 100	„	=	1,60 „
„ „ „ 150 — 200	„	=	2,00 „
„ „ „ 300 — 450	„	=	3,00 „

Konsystencja mieszanki winna być również odpowiednia: na 1 m<sup>3</sup> gruntu winno być wody od 0,8 do 30 m<sup>3</sup> w zależności od rodzaju gruntu.

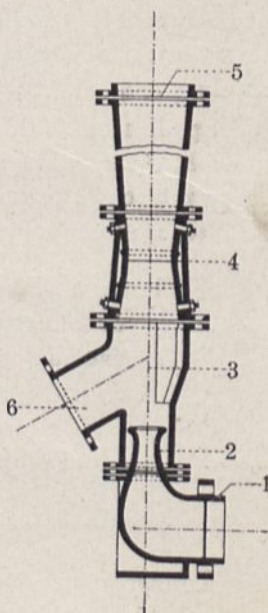
Np. na 1 m <sup>3</sup> gruntów gliniastych i piasków		0,8 do 2,0 m <sup>3</sup> wody	
„ gliniasto-piaszcz.	1,0 — 2,0		„
„ piaszczysto-glin.	1,5 — 2,5		„
„ b. drobnego piasku	1,5 — 3,0		„
„ drobnego piasku	1,5 — 4,0		„
„ średnio ziarn. piasku	2,0 — 5,0		„
„ grubo ziarn. piasku	3,0 — 8,0		„
„ drobnych żwirów	5,0—10,0		„
„ grubo ziarn. żwirów	8,0—15,0		„
„ kamieni	15,0—30,0		„

Gdy transport gruntu przy pomocy wody nie może się odbywać własnym ciężarem, należy stosować pompy odśrodkowe specjalne, przystosowane do przepuszczania grubszych cząsteczek gruntu, a nawet do przepuszczania kamieni o średnicy = 0,7 — 0,8 średnicy rury pompy. Poszczególne części pomp

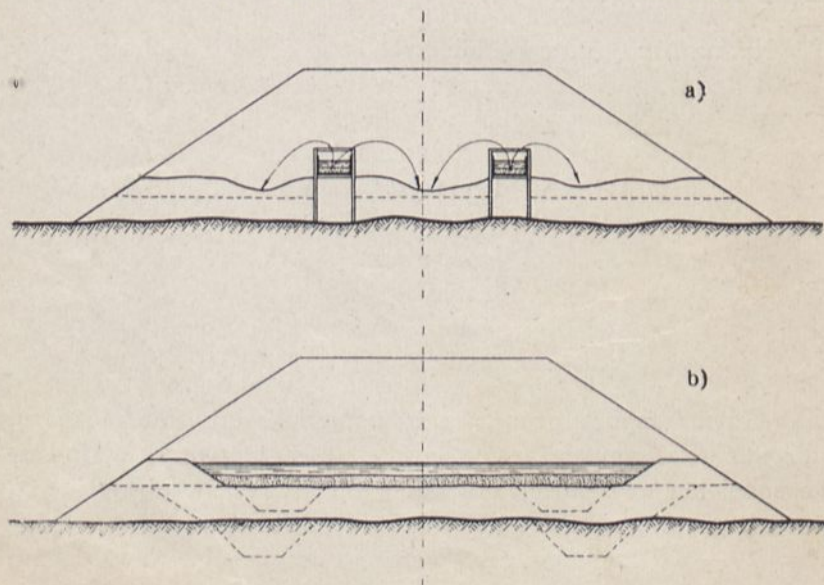
takich muszą być łatwo wymienne i wykonane ze specjalnych gatunków stali; również do tego celu stosuje się specjalne hydroelewatory (rys. 73). Podnosi się wtedy grunt rozrzedzony wodą na pewną wysokość, z której splywa własnym ciężarem do miejsca przeznaczenia. Sposób ten wymaga dużej ilości wody.

### Odkładanie gruntu

Gdy grunt rozrzedzony wodą usuwamy tylko i nie użytkujemy go w celu wybudowania nasypu, manipulacja jest prosta; koryta czy też rury do mieszanki gruntu doprowadzamy do miejsca, w którym mieszankę tę wylewamy, nie dbając o formę, w jakiej odkładać się będzie grunt po oddzieleniu od wody; w niektórych wypadkach będzie można mieszankę tę skierować do rzek i potoków, które usuną go dalej zaraz lub w czasie większego przyboru wody.



Rys. 73.



Rys. 74.



Trudniejsza manipulacja, wymagająca pewnych specjalnych warunków terenowych, będzie miała miejsce wtedy, gdy ze spławianego z wodą gruntu będziemy chcieli wykonać jakąś określoną budowlę ziemną, np. nasyp.

Wtedy korytom, doprowadzającym spławiany grunt z wodą, nadajemy spadki bardzo małe, nawet ustawiamy je poziomo, aby grunt oddzielał się od wody, osiadał i aby go można było wyrzucać na boki (rys. 74a); możemy również osadzać go w sztucznie wykonanych w terenie korytach, z których woda może spływać, a grunt pozostanie. Koryta takie w miarę ich zamulania możemy stopniowo podwyższać, jak na rys. 74b.

## ROZDZIAŁ IV

# PRZEWOŻENIE ZIEMI

### 1. Uwagi ogólne

Gdy ziemia jest dobytą przy pomocy tych lub innych narzędzi lub maszyn, trzeba ją przewieźć na miejsce przeznaczenia.

Niekiedy przy użyciu pewnych przyrządów lub maszyn ziemia jest jednocześnie dobywana i przewożona; w tym wypadku ograniczymy się do wyliczenia tych przyrządów lub maszyn i wskazania odpowiedniego ustępu w rozdziale poprzednim o dozywaniu ziemi.

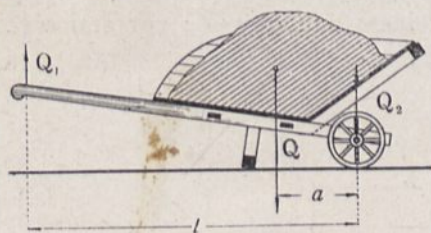
W rozdziale niniejszym poprzestaniemy na podaniu opisów sposobów przewożenia dobytej ziemi i opisów przyrządów i maszyn służących do tego celu; kalkulacje cen przewozów oraz zasady, na jakich powinien być dokonany wybór środków transportowych, podane będą w rozdziale IX.

Gdy mamy do wykonania niewielkie ilości robót ziemnych i transport ziemi na odległość 3—6 *m*, może być zastosowane przerzucanie ziemi przy pomocy łopat. Również na niewielkie odległości — do kilkunastu *m* — przy niewielkich ilościach, może być stosowane przenoszenie ziemi przy pomocy noszy lub worków, o ile nie ma do dyspozycji innych środków transportowych, a nabycie ich specjalnie dla wykonywanych robót było by nieekonomiczne.

### 2. Taczki

Jest to środek do transportu ziemi ogólnie znany i rozpowszechniony przy przewożeniu nawet wielkich mas ziemi na

krótkie odległości. Taczki budowane są bądź z drzewa, bądź częściowo z drzewa i żelaza, bądź całkowicie z żelaza. Ze schematu taczki na rys. 75 widać, że odległość środka ciężkości taczki (z ładunkiem)

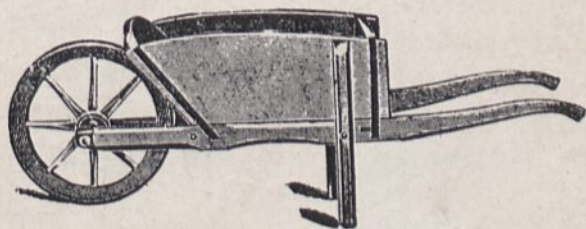


$$a = \frac{1}{4} - \frac{1}{3} l$$

Rys. 75.

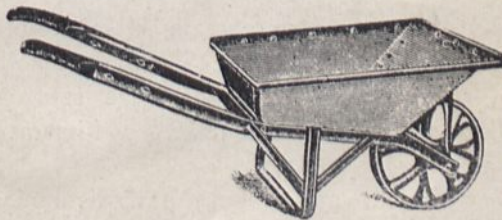
winna być możliwie mała od osi koła taczki, aby robotnik możliwie mało zużywał siły na podtrzymywanie taczki. W praktyce odległość ta wynosi  $\frac{1}{4} l$  do  $\frac{1}{3} l$ , gdzie  $l$  — całkowita długość taczki, licząc od osi kółka do końca rączek.

Środek ciężkości nie może być zbyt blisko osi koła, gdyż stoją temu na przeszkodzie względy konstrukcyjne: środek cięż-



Rys. 76.

kości byłby umieszczony zbyt wysoko i robotnikowi trudno by było utrzymywać taczkę w równowadze; z drugiej strony średnica koła taczki (35 — 50 cm) nie może być zmniejszona, gdyż wtedy wzrosłyby opory przy toczeniu taczki; dzięki temu środek ciężkości nie mógłby być obniżony.

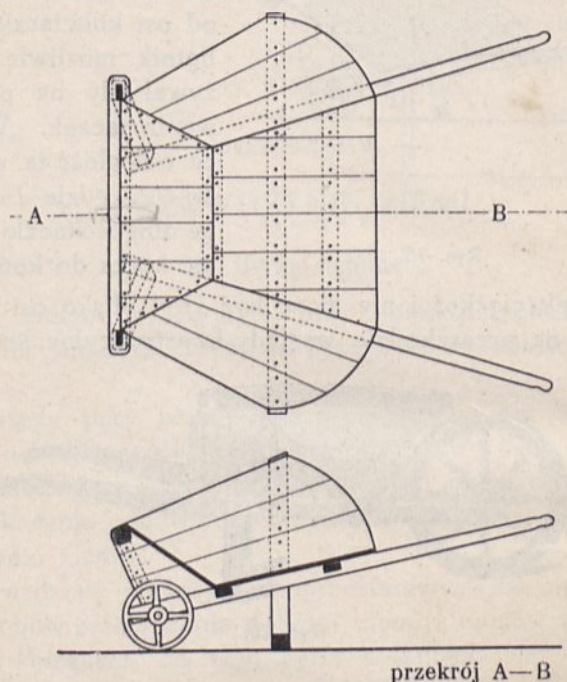


Rys. 77.

Długość taczek, licząc od osi kółka do końca rączek (uchwytów) — od 1,70 do 1,90 m.

Taczki bywają różnych typów: na rys. 76 mamy typ często spotykany, o objętości 0,03 — 0,04 m<sup>3</sup>; taczkę typu tzw.

rosyjskiego mamy na rys. 78; objętość jej — 0,07—0,08 m<sup>3</sup>; do końca uchwytów przymocowany jest pas parciany szerokości 10—12 cm, przerzucany przez kark robotnika, pchającego taczkę, w celu ułatwienia mu podtrzymywania taczki. Na rys. 77 mamy taczkę zbudowaną z żelaza; uchwyty — z rur stalowych.



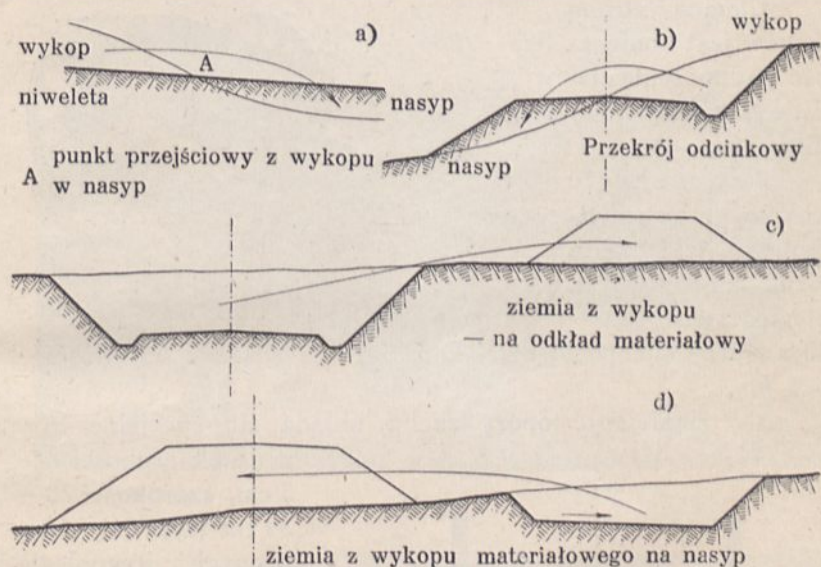
Rys. 78.

Aby przy przewozie ziemi zmniejszyć opory, układa się deski szerokości 20—25 cm, grubości 4—6 cm lub wstęgi z grubej blachy żelaznej tejże szerokości, grubości 5—6 mm. Układa się je z „zakładem” w kierunku ruchu taczek naładowanych.

Często na większych wzniesieniach do taczki z przodu zaprzęgany jest dodatkowy robotnik przy pomocy szerokiego pasa parcianego, przerzuconego przez ramiona i zaopatrzonego hakiem żelaznym na końcu; hakiem tym zaczepia taczkę z przodu.

Zwykle przewożenie ziemi taczkami praktykuje się na odległości od 10 do 100 m, rzadziej na większe odległości.

Przewożenie ziemi przy pomocy taczek na krótkie odległości jest dogodne i tanie, gdyż ziemi nie trzeba wysoko podzuchać, tor ustawia się i przesuwa bardzo szybko i tanio.



Rys. 79.

Dlatego taczki z powodzeniem są używane przy rozpoczynaniu wykopów, z których ziemia idzie na nasypy (w kierunku podłużnym), w przekrojach tzw. odcinkowych, przy przewożeniu ziemi z wykopów w odkłady materiałowe oraz z wykopów materiałowych na nasypy itp. (rys. 79).

### 3. Wózki dwukołowe ręczne i konne

Tego typu środki przewozowe przy robotach ziemnych rzadko są w Polsce używane (rys. 80); na zachodzie Europy, w niektórych krajach dość często.

Wózki takie — mniejsze, o objętości 0,5—1,0 m<sup>3</sup>, są pchane lub ciągnięte przez jednego lub dwóch robotników, a większe, o objętości 1,0—1,5 m<sup>3</sup>, ciągnięte przez jednego lub dwa konie; w ostatnim wypadku mogą być te wózki łączone po dwa lub

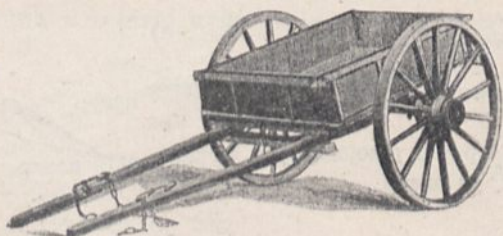
nawet trzy — w zależności od przekroju podłużnego drogi, którą wózki te przebywają.

Wyładowanie wykonywa się przez podniesienie dyszla do góry i odrzucenie tylnej ścianki, która jest na zawiasach.

Ujemną stroną wózków jest konieczność podnoszenia ziemi dość wysoko przy ładowaniu.

Przy pchaniu wózków przez robotników, wózki takie można stosować na odległościach 400 —

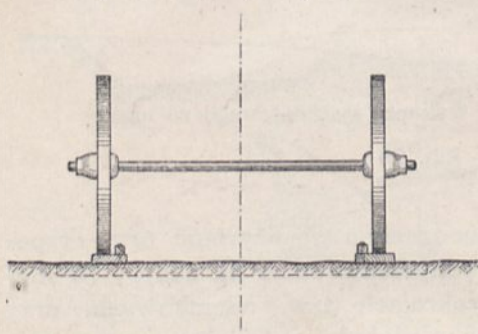
500 m, przy sile pociągowej końskiej — na większe odległości — do 1 km.



Rys. 80.

Aby zmniejszyć opory ruchu, układa się specjalne tory

z desek grubości 4—5 cm, szerokości 20—30 cm (rys. 81), ustawionych równolegle tak, aby koła wózków mogły się toczyć po nich; łąty 3,5×4,0 cm, przybite do tych desek, zapobiegają spadaniu kół. Pod deski podłużne podkłada się deski poprzeczne



Rys. 81.

lub bale co 0,75—1,00 m, a zawsze pod styki desek podłużnych.

#### 4. Zwykłe wozy gospodarskie

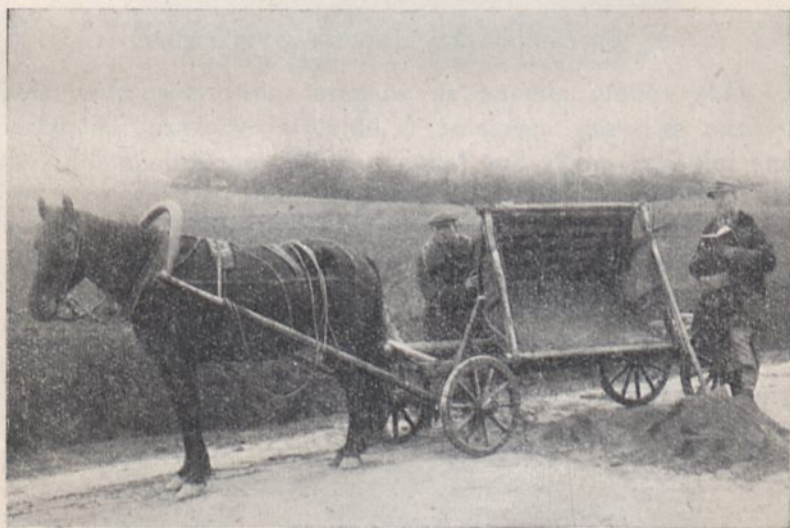
Przewożenie ziemi przy pomocy wozów gospodarskich, zaprzężonych w jednego lub dwa konie, w krajach rolniczych, a więc i w Polsce, jest bardzo rozpowszechnione.

Typy wozów w różnych dzielnicach Polski znacznie się

różnią między sobą. Stąd i pojemność bywa różna — od  $0,5 m^3$  (minimum),  $1,0 m^3$  (przeciętnie) do  $1,5 m^3$  (max.).



Rys. 82a.



Rys. 82b.

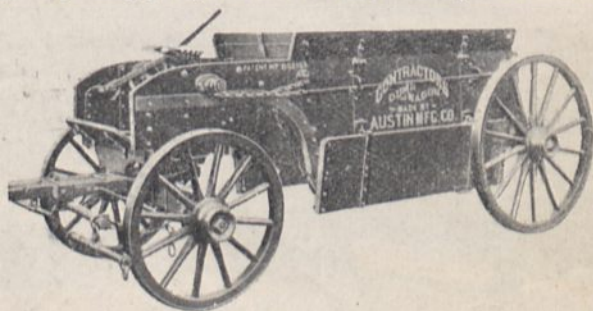
Zastosowanie wozów gospodarskich może mieć miejsce tylko w czasie wolnym od robót polnych, o ile wozy te sta-

nowią własność rolników; np. w czasie żniw ten środek transportu jest prawie nie do zdobycia. Ujemne strony wozów gospodarskich są następujące: naładowanie wymaga dość wysokiego podnoszenia ziemi; wyładowanie wymaga częściowego rozebrania pudła wozu i zrzucania ziemi przez robotnika stojącego na wozie, co trwa dość długo; wozy gospodarskie są mało skrętne, co wymaga dość miejsca na nawracanie.

Dodatnią stroną stanowi to, że w bardzo wielu wypadkach można mieć do dyspozycji ten środek przewozowy w ilościach wystarczających i nie potrzeba ponosić kosztów na ich nabycie, gdyż można je wynajmować na dni lub na akord. Niekiedy można się spotkać z wozami gospodarskimi, przystosowanymi do robót ziemnych: np. słynni specjaliści od robót ziemnych (tzw. „holendrzy” z okolic Brześcia n. B.) lub z pow. Świąciańskiego (na Wileńszczyźnie) mają wozy przystosowane do robót ziemnych (rys. 82a i 82b). Są to wozy, na których zamiast pudła z desek zastosowana jest „kolebka” z drzewa; przez przechylenie w kierunku poprzecznym może być łatwo i szybko opróżniona.

## 5. Specjalne wozy do przewożenia ziemi

Gdy roboty ziemne są większe, do przewożenia ziemi używane są wozy specjalne o objętości większej, skonstruowane tak, aby mogły być łatwo i szybko opróżniane.



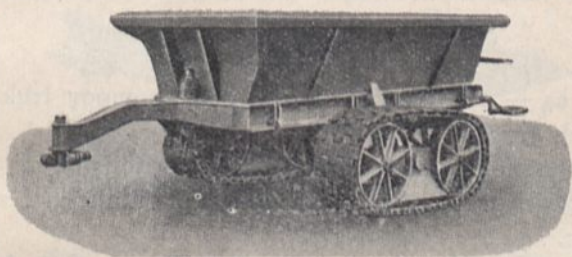
Rys. 83.

Do takich typów należą wozy (rys. 83) z dnem otwieralnym: woźnica przez przestawienie dźwigni, umieszczonej przy jego siedzeniu, może otworzyć dno i wóz szybko opróżnić.





Rys. 84.



Rys. 85a.



Rys. 85b.

Skonstruowane są wozy „kolebkowe” ze skrzynią, która może przechylać się na boki i ziemię szybko wysypywać (rys. 84).

Wreszcie w celu umożliwienia ruchu wozów po ziemi świeżo usypanej, skonstruowane są wozy na taśmach czołgowych (na gąsienicach), które ze względu na znaczne objętości



Rys. 86.

ciągnięte są — po kilka nieraz — przy pomocy traktorów gąsienicowych (rys. 85).

Przechodzenie takich pociągów, złożonych z traktorów i kilku wozów, przyczynia się również do ubijania i zagęszczania nasypu.

Taczki motorowe (rys. 86) rzadko są stosowane dotychczas.

## 6. Łopaty konne lub traktorowe

Narzędzia te jednocześnie służą do dobywania ziemi i do jej przewożenia na miejsce przeznaczenia. Opis ich oraz opis ich stosowania p. rozdział III.

## 7. Kolejki i koleje robocze

W ostatnich czasach przy przewozie ziemi rozpowszechniło się użycie kolejek i kolei roboczych z odpowiednim do transportu ziemi taborem.

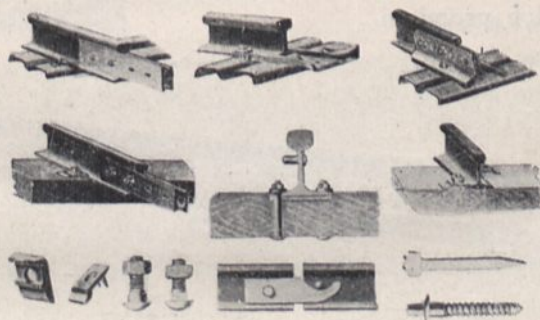
Zaletą ich jest mały opór przy toczeniu wózków lub wozów po szynach; współczynnik oporu w najgorszym wypadku —

przy bardzo niestarannie ułożonym torze, wynosi 1%, gdy współczynnik oporu koła wozu na świeżo usypanej ziemi wynosić może 15—20% i więcej. Dzięki temu ten rodzaj przewozu ziemi wymaga stosunkowo małej siły pociągowej.

Siłą pociągową może tu być człowiek, koń, silnik parowy lub spalinowy.

W zależności od ilości robót oraz odległości, na jakie przewożona ma być dobytej ziemia, dobiera się odpowiedni tor i tabor.

Wymiary toru wahają się w szerokich granicach: bywają tory o prześwicie 40, 50, 60, 75, 100 i wreszcie 153,5 cm (tor normalny); w zależności od tego i wymiary szyn wahają się w szerokich granicach: wysokość najmniejsza 5 cm, przy wadze 5 kg/m. bież.



Rys. 87.

Przy trakcji mechanicznej wysokość szyn kolejek bywa od 7 do 11 cm i waga 1 m. bież. 10—22 kg.

Podkłady bywają drewniane lub żelazne (rys. 87).

Wymiary podkładów drewnianych bywają następujące:

Przy szer. toru 50 cm, długość = 0,80 m, szer. 10—25 cm, grub. 4—8
" " " 60 " " = 1,00 " " 10—25 " " 4—8
" " " 75 " " = 1,40 " " 13—20 " " 8—16

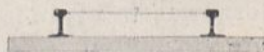
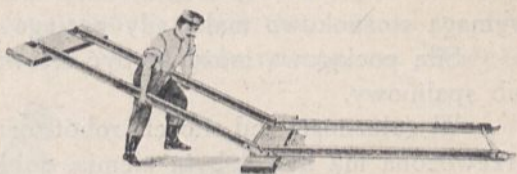
Szyny do podkładów przymocowywane są bądź przy pomocy zwykłych haków, bądź przy pomocy śrub i łapek.

Do łączenia szyn służą łubki (lasze) proste lub wyginane; obejmują one końce szyn i łączą je przy pomocy śrub.

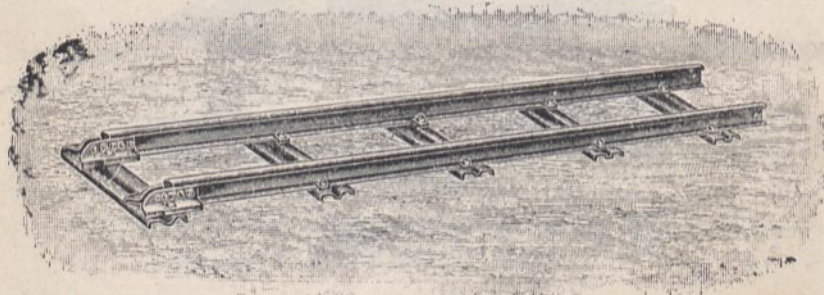
Żelazne podkłady wytłaczane są z grubej blachy i przymocowywane przy pomocy specjalnych śrub (rys. 87).

Często tor kolejek roboczych mamy w gotowych przęsłach długości 5—7 m, aby uniknąć montowania na miejscu robót; daje to możliwość szybkiego układania toru (rys. 88 i 89). Złącza są uproszczone ze względu na konieczność szybkiego układania toru.

Na kolejkach roboczych stosowane są małe promienie łuków; dla łuków o małych promieniach trzeba mieć specjalne przęśła gotowe z wygiętych szyn według odpowiednich promieni.

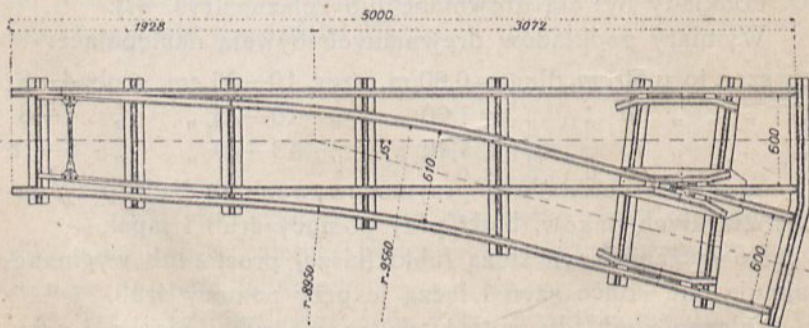


Rys. 88.



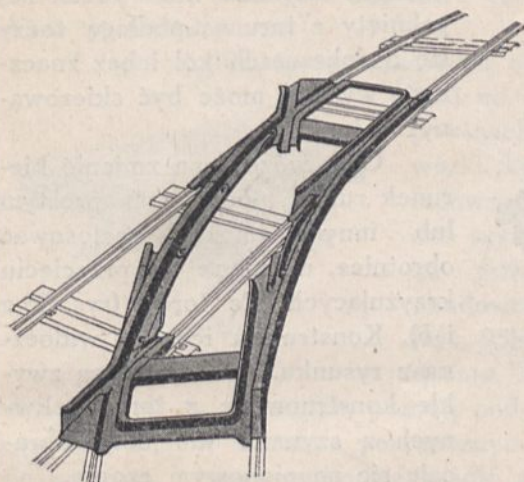
Rys. 89.

Dla zmiany kierunku ruchu lub skierowania na inne tory potrzebne są zwrotnice lub obrotnice.



Rys. 90.

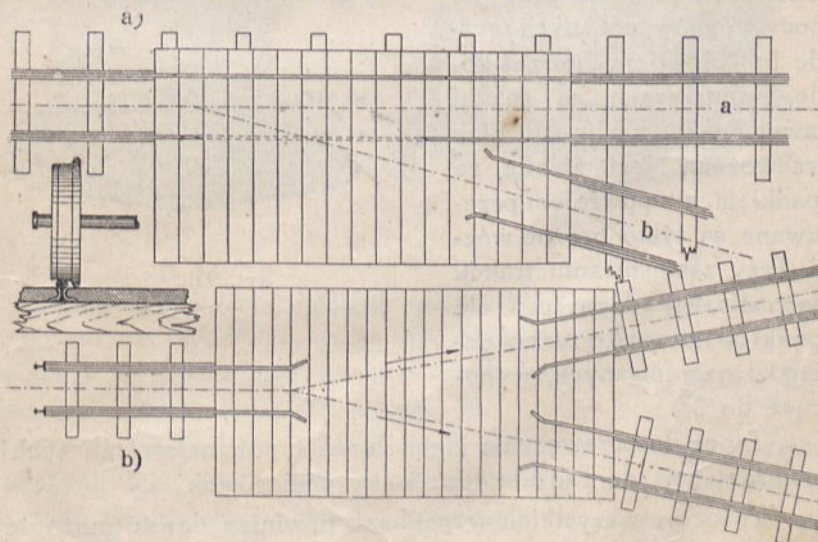
Normalne zwrotnice kolejek roboczych niewiele się różnią od zwrotnic kolejek i kolei stałych (rys. 90), są tylko więcej uproszczone w konstrukcji; zwrotnice są dość kosztowne i są używane przy robotach większych, zwłaszcza jeżeli siła pociągowa jest mechaniczna.



Rys. 91.

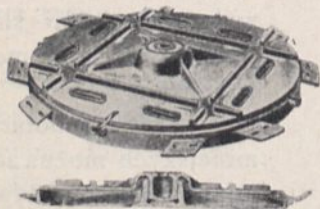
Przy robotach mniejszych można zamiast zwrotnic typu normalnego używać zwrotnice prowizoryczne, nakładane na tory, typu jak na rys. 91. Są one odpowiednie dla taboru lżejszego.

Gdy tabor jest bardzo lekki (szer. 40—60 cm), na mniejszych robotach można obyć się bez zwrotnic (rys. 92); w razie potrzeby, gdy siłą pociągową jest siła ludzi, możemy tabor



Rys. 92.

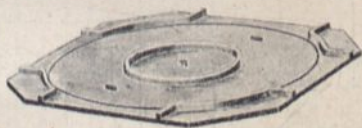
przeprowadzać z jednego toru po specjalnie ułożonej podłodze na podkładach (legarach); powierzchnia podłogi jest niższa, niż wierzch główki szyny, o wysokość obrzeża kół; wózek zepchnięty z toru na podłogę toczy się na obrzeżach kół i bez znacznego wysiłku może być skierowany na inny tor.



Rys. 93a.

Gdy wózek ma zmienić kierunek ruchu pod kątem prostym lub innym, można zastosować obrotnice, układane na przecięciu krzyżujących się torów (rys. 93 a i b). Konstrukcja ich jest widoczna z rysunku. Obrotnice są zwykle konstruowane z tarcz żeliwnych z szynami lub bez i obracają się na pionowym czopie.

Tory robocze do przewozu ziemi są prowizoryczne: układane są pośpiesznie; często są przesuwane lub przenoszone w miarę postępu robót. Wzniesienia dopuszczane są znacznie większe, niż na stałych kolejach i kolejkach. Tak, np. przy przewożeniu ziemi przy pomocy wózków, pchanych ręcznie lub ciągnionych przez konie, dopuszczane są spadki nawet 5—7%, o ile po nich przewożona jest ziemia ze spadkiem, a z powrotem przesuwane są tylko próżne wózki. Przy zastosowaniu trakcji mechanicznej dopuszcza się spadki w kierunku ruchu pociągów naładowanych, wynoszące do 3%.

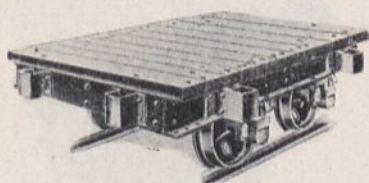


Rys. 93b.

Tabor do przewożenia ziemi bywa typów najrozmaitszych; dobierany jest do rodzaju toru i siły pociągowej.

Tabor we wszystkich wypadkach powinien dawać możliwość szybkiego i niekosztownego wyładunku.

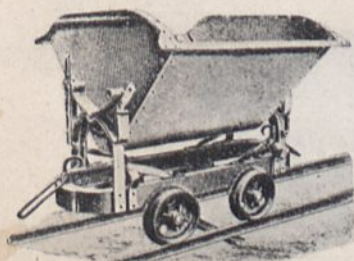
To też o ile możności unika się stosowania zwykłych wózków i otwartych wagonów (platform) z bokami odrzucanymi (rys. 94), gdyż wymagają one dużo robocizny i dość długiego czasu na wyładowanie.



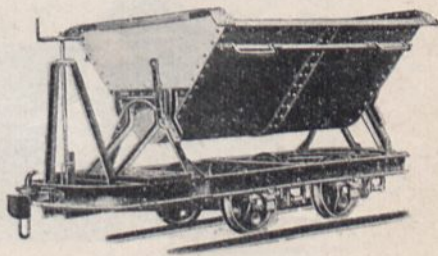
Rys. 94.

Z tego względu przy mniejszych objętościach wózków od  $0,33 m^3$  do  $1,50 m^3$  bardzo rozpowszechnione są tak zwane wózki kolebkowe, których wyładowanie może nastąpić bardzo szybko i bez dużego wysiłku przez przechylenie pudła zbudowanego z blachy stalowej (rys. 95); pudła te mają urządzenia, pozwalające na utrzymywanie ich w normalnej pozycji podczas przewożenia ziemi i przechylanie w kierunku poprzecznym tak, aby ziemia mogła się wysypać, a samo pudło nie spadło z podwozia.

Niekiedy kolebki mogą być obracane w kierunku poprzecznym na sworzniu pionowym, dzięki czemu ziemia może być wysypywana na przedłużenie nasypu (rys. 97).



Rys. 95.

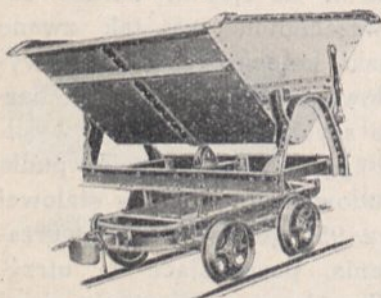


Rys. 96.

Gdy wózki mają objętość niewielką i są przewożone pojedynczo, na spadkach, mogą być hamowane przez robotnika, jadącego na wózku przy pomocy drąga drewnianego, przyciskającego do obręczy koła, jak na rys. 98.

Przy większych objętościach i zwłaszcza na większych spadkach ten sposób hamowania może być nie wystarczający i wtedy trzeba mieć wózki z hamulcami, które są droższe od wózków bez hamulców (rys. 96).

Jeżeli добыta ziemia jest przewożona przy pomocy wózków, połączonych w grupy po kilka lub kilkanaście, co ma miejsce przy zastosowaniu siły pociągowej koni lub silnika, trzeba mieć w taborze pewną ilość wózków z hamulcami, aby takie pociągi mogły być hamowane na spadkach.

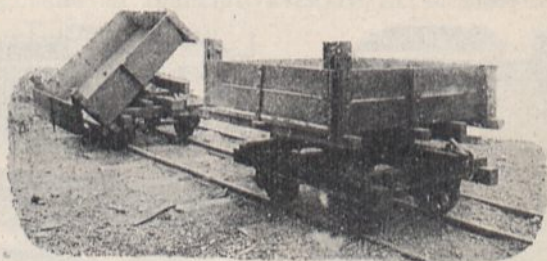


Rys. 97.



Rys. 98.

Gdy nie mamy do dyspozycji wózków kolebkowych, a mamy do dyspozycji tylko zwykłe wózki (platformy), można je na robotach przy pomocy cieśli i ślusarzy przystosować do



Rys. 99.

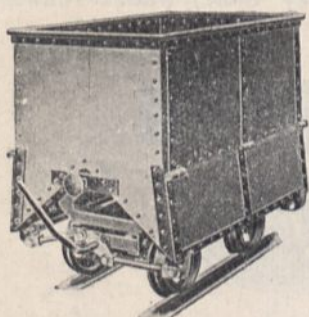
przewożenia ziemi przez urządzenie pudeł drewnianych przechylanych na boki (rys. 99).

Rzadziej do przewozu ziemi używane są wózki siodełkowe (rys. 100), które są droższe; mają one tę dodatnią stronę, że środek ciężkości naładowanego wózka jest niżej położony, niż wózka kolebkowego.

Przy torach szerszych (75 cm i więcej) wózki i wagony przewożące ziemię mają większą objętość — po kilka i kilka-



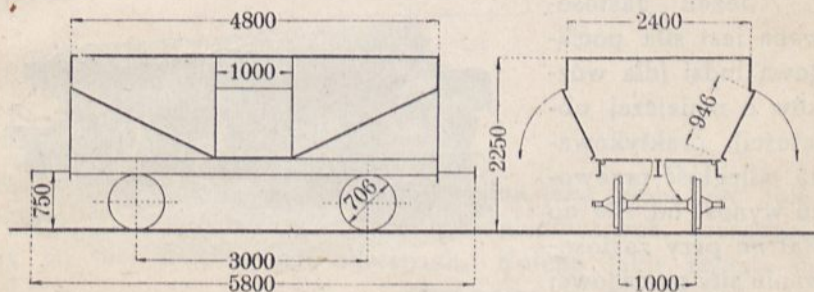
naście  $m^3$ ; typ kolebkowy nadwozia nie może tu być stosowany, gdyż byłyby to wozy wywrotne z wysoko położonym środkiem ciężkości; poza tym ich przechylenie wymagało by dużej siły.



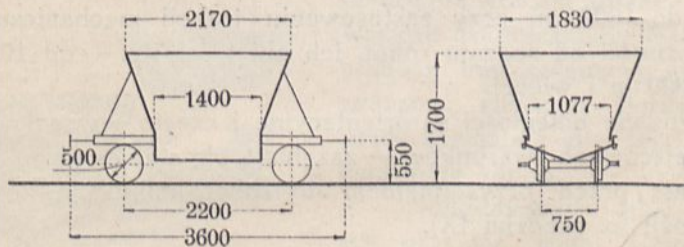
Rys. 100.

Dla wagonów z większą objętością skonstruowane są pudła również tak, aby ziemia mogła być łatwo wyrzucana na boki (rys. 101a i b); dla wagonów dla toru normalnego o objętości kilku lub kilkunastu  $m^3$ , konstruowane są specjalne pudła, które mogą być przechylane pod kątem  $30^\circ - 40^\circ$  do poziomu bądź przy pomocy prze-

kładni trybowych, bądź przy pomocy dźwigni hydraulicznych (rys. 102a i b).



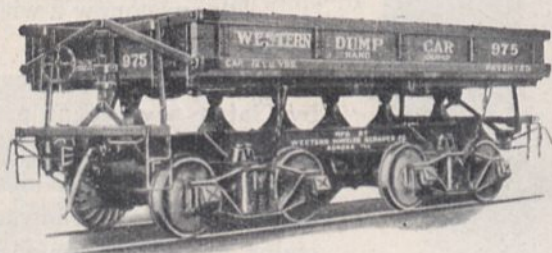
Rys. 101a.



Rys. 101b.

Jako siła pociągowa dla większego taboru kolejowego lub kolejowego normalnego stosowane są lokomotywy parowe lub spalinowe; istnieje sporo typów przystosowanych do tego

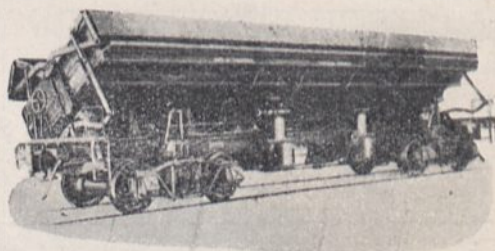
rodzaju pracy; w niektórych wypadkach mogą być stosowane również lokomotywy elektryczne: przy wyborze typu należy zwracać uwagę, aby typ wybrany przy małej wadze rozwijał możliwie większą siłę pociągową.



Rys. 102a.

Odległości przewozu przy pomocy kolejek i kolei roboczych bywają różne, w zależności od rodzaju toru i taboru.

Jeżeli zastosowana jest siła pociągowa ludzi (dla wózków o mniejszej objętości), praktykowana odległość przewozu wynosi od 100 do 500 m; przy zastosowaniu siły pociągowej koni, przewóz wykonywany bywa od kilkuset do 1000 m; przy zastosowaniu trakcji mechanicznej — w zależności od rodzaju robót, ich objętości itp. — od 1000 m do 10000 m i więcej.



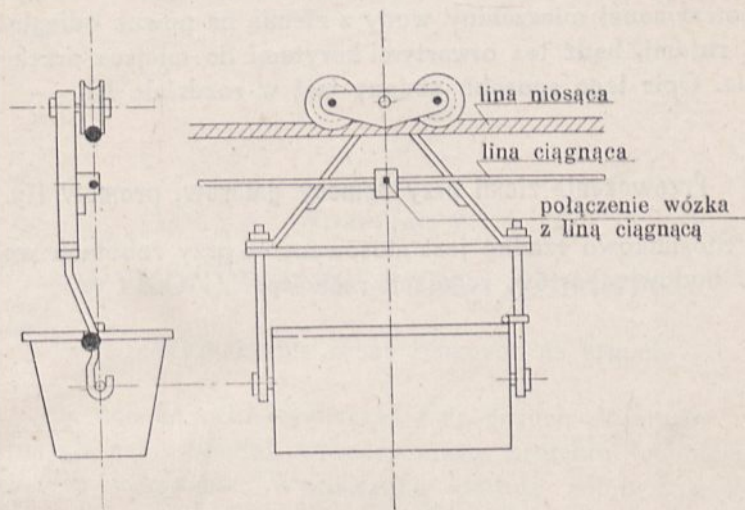
Rys. 102b.

Podane odległości są orientacyjne i często — w zależności od miejscowych warunków — zajądają się wzajemnie; potrzebna jest przed przystąpieniem do robót kalkulacja kosztów przewozu (p. rozdział IX).

## 8. Kolejki linowe

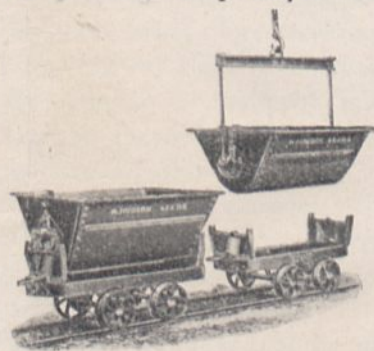
Warunki terenowe zmusić mogą do zastosowania przewozu ziemi przy pomocy prowizorycznych kolejek linowych, specjalnie w tym celu urządanych.

Kolejki takie bywają różnych systemów; zwykle są to pudła kolebkowe zawieszane do wózków specjalnych („rolek”), toczących się po linie stalowej, skręconej z cienkich elemer



Rys. 103.

tów — drutów (rys. 103); oczywiście lina taka winna być obliczona na ciężar własny i wózków naładowanych, toczących się po niej w pewnych odstępach. Kolejki takie zwykle są



Rys. 104.

dwutorowe: po jednej linie posuwają się wózki naładowane, po drugiej wracają próżne. Ruch wózków uskuteczniany jest przy pomocy liny ciągnącej, zwykle znacznie cieńszej, poruszanej przez specjalnie dla tego celu ustawione silniki.

Niekiedy może mieć miejsce przewóz ziemi „łamany”: częściowo przy pomocy kolejki roboczej zwykłej, częściowo przy pomocy kolejki linowej; kolebki z ziemią mogą być z kolejki linowej przestawiane na podwozia wózków kolejek roboczych i odwrotnie (rys. 104).

## 9. Spławianie ziemi wodą

Dobywanie ziemi przy pomocy strumienia wody, wyrzucanej z hydromonitorów (tryskaczy), połączone jest z transportem otrzymanej mieszaniny wody z ziemią na pewne odległości bądź rurami, bądź też otwartymi korytami do miejsca przeznaczenia. Opis tego sposobu podany jest w rozdziale III.

## 10. Przewożenie ziemi przy pomocy galarów, promów itp.

Stosunkowo rzadko jest stosowany — przy robotach wodnych: budowie portów, regulacji rzek itp.

## ROZDZIAŁ V

# WYKONYWANIE ROBÓT ZIEMNYCH

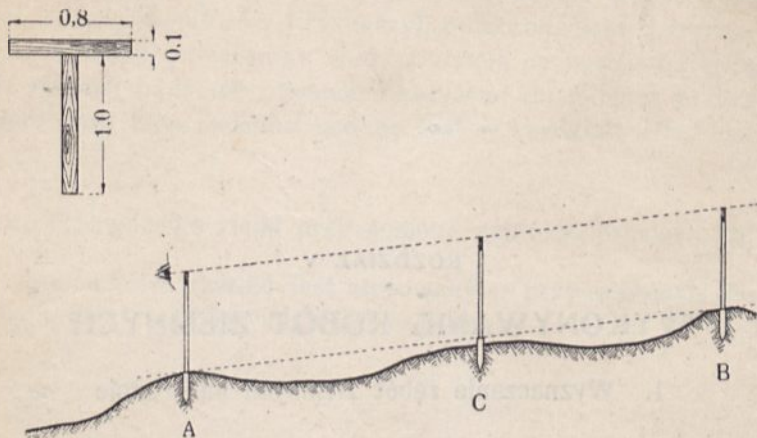
### 1. Wyznaczanie robót ziemnych na gruncie

Ma ono na celu wyznaczenie na gruncie konturów robót ziemnych, jakie według opracowanego projektu technicznego, mają być wykonane. Wyznaczone kontury winny być utrwalone na gruncie za pomocą mniej lub więcej trwałych znaków, które by w sposób zrozumiały wskazywały te kontury.

Sposoby wyznaczania konturów winny być możliwie proste, nie wymagające złożonych obliczeń geometrycznych czy trygonometrycznych, za pomocą prostych przyrządów.

Dzięki temu wyznaczenie robót na gruncie w wielu wypadkach może być wykonywane nie tylko przez inżynierów i techników, ale i przez doświadczonych nadzorców robót, posiadających elementarne wiadomości z miernictwa. Jako narzędzia miernicze, przy wyznaczaniu robót ziemnych na gruncie, rzadko są używane takie narzędzia, jak teodolity, astrolabie lub niwelatory; prawie zupełnie wystarczają węgielnice dla tyczenia linii prostopadłych (np. do osi drogi, kanału itp.) przy wyznaczaniu konturu przekroju poprzecznego; mając wysokości, jakie budowle ziemne mają mieć według projektu (przekroju podłużnego) na punktach hektometrych i charakterystycznych, możemy zamiast niwelatora używać łąty ważnej i libeli, a dla oznaczenia wysokości punktów pośrednich pomiędzy punktami zaniwelowanymi przy studiach technicznych, możemy zastosować tak zwane krzyże, które dadzą nam możliwość z wystarczającą dokładnością oznaczenia wysokości punk-

tów pośrednich (C) między punktami (A i B), których wzajemna wysokość jest wiadoma (rys. 105).

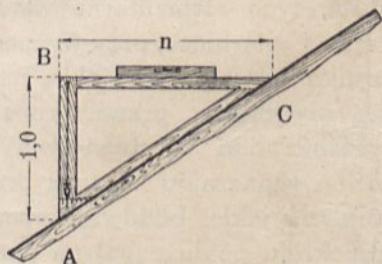


Rys. 105.

Wbijamy w punkcie C kołek tak, aby górna krawędź krzyża ustawionego w p. C znalazła się na jednej linii z górnymi krawędziami krzyży, ustawionych w punktach A i B; wtedy w p. C na podstawie przekroju podłużnego możemy oznaczyć kontur robót ziemnych, przypadających w tym punkcie.

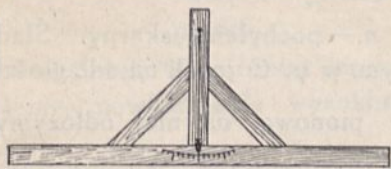
Operuje się krzyżami w kompletach po kilka krzyży; na długościach do 200 m otrzymujemy dokładność, wystarczającą dla robót ziemnych.

Wreszcie do wyznaczania pochylenia skarp w konturach robót ziemnych, które mają być wykonywane, potrzebne są trójkąty skarpiarskie (rys. 106), wykonane z desek w postaci trójkątów prostokątnych, mających stosunek przyprostokątnej pionowej (AB) do przyprostokątnej poziomej (BC), jak  $1:n$ , tj. taki, jaki ma mieć skarpa budowli ziemnej. Jeżeli więc skarpa ma mieć pochylenie  $1:1\frac{1}{2}$ , wtedy trójkąt skarpiarski winien mieć stosunek  $AB:BC = 1:1\frac{1}{2}$ , przy tym BC ustawia się poziomo przy pomocy libeli.



Rys. 106.

Również można zamiast libeli stosować pion, urządzony na przyprostokątnej  $BA$  trójkąta skarpiarskiego (rys. 106).



Rys. 107.

Czasami na łąkach ważnych możemy spotkać pion, urządzony tak, jak na rys. 107; umożliwia to ustawianie łąty poziomo.

### a. Wyznaczanie nasypów

Kontur nasypu, o ile nasyp w czasie budowy nie jest ubijany ręcznie lub maszynowo, winien być oznaczany z zapasem na osiadanie wskutek spulchnienia czasowego, które po pewnym czasie znika pod wpływem czynników atmosferycznych, własnego ciężaru, ruchu, jaki się odbywa na nasypie itd.

Wszelkie późniejsze dosypywanie i uzupełnianie nasypów, po zaniknięciu spulchnienia czasowego, jest niepożądane, gdyż świeżo dosypywana ziemia nie łatwo się wiąże z ziemią dawniej usypaną, zwłaszcza na skarpach, na których późniejsze uzupełnienia mają tendencję do spęczania.

Mając z projektu technicznego szereg punktów, oznaczonych na gruncie przy pomocy pali kierunkowych czy też kołków na punktach hektometrowych i charakterystycznych oraz niweletę (drogi, kolei, kanału, wału itd.), wyznaczamy kontury przekrojów poprzecznych w tych punktach przede wszystkim, a następnie, w miarę potrzeby, w punktach pośrednich drogą interpolacji. Sposoby oznaczania na gruncie konturu projektowanych robót ziemnych i utrwalania go na czas robót są proste, wymagają jednak ich znajomości; podane będą przykłady charakterystyczne dla ogólnego zaznajomienia z metodami tych robót.

Najprościej sprawa się przedstawia, gdy mamy wyznaczyć względnie niski nasyp ( $h < 1,50 m$ ) (rys. 108) i przy tym teren jest poziomy w kierunku poprzecznym.

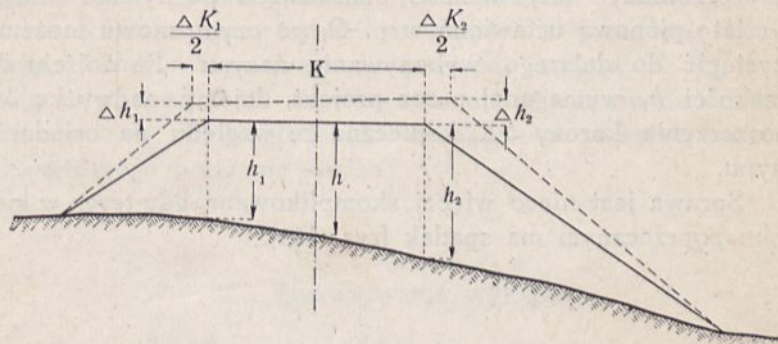
Ślad skarpy nasypu na terenie w tym wypadku łatwo znajdziemy, gdy odmierzymy od osi drogi odległość





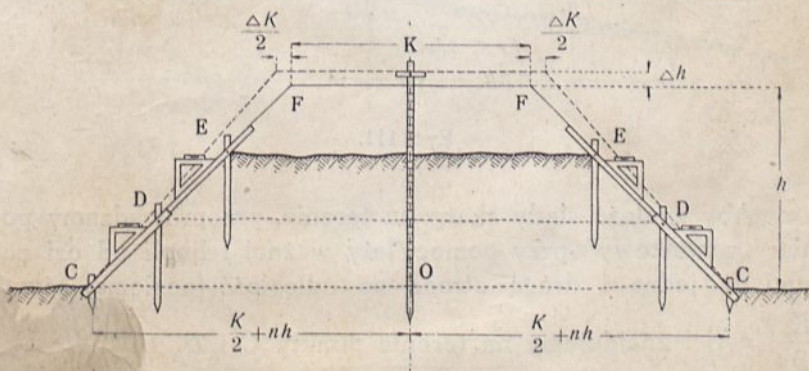
dla gruntów piaszczysto-gliniastych .  $\Delta h = 0,07 h$ ;  $\Delta K = 0,11 h$   
 „ ilastych i gliniastych . „ =  $0,08 h$ ; „ =  $0,13 h$   
 „ piasku . . . . . „ =  $0,04 h$ ; „ =  $0,07 h$

Jeżeli w kierunku poprzecznym teren ma znaczne pochylenie, powiększenie wysokości i szerokości ( $\Delta h$  i  $\Delta K$ ) dawać



Rys. 109.

trzeba różne, w zależności od wysokości każdej krawędzi korony nad terenem (rys. 109).

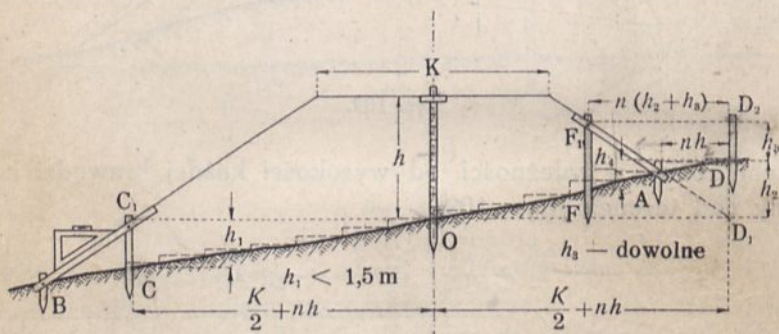


Rys. 110.

Przy wysokich nasypach ( $h > 1,5 m$ ) łąt ukośnych, oznaczających kontury skarp, nie można ustawić od razu; w tym wypadku, gdy teren w kierunku poprzecznym jest poziomy lub spadek jest nieznaczny, ślad skarpy oznaczamy tak, jak na rys. 110 i ustawiamy łąt ukośne przy pomocy trójkąta skarpiańskiego i libeli na długości takiej, jaką mają łąt do tego celu

używane (3—4 m) i przybijamy je do kołka wbitego w p. C i do łąty pionowej ustawionej w p. D; na osi ustawiamy łątę pionową z oznaczoną na niej podziałką metrową dla możności kontroli wysokości budowanego nasypu, po czym przystępujemy do budowy nasypu; po wykonaniu do wysokości DD możemy przedłużyć łąty ukośne, oznaczające pochylenie skarpy oraz łątę pionową ustawioną w p. O, po czym znowu możemy przystąpić do dalszego wykonywania nasypu. Po dojściu do wysokości  $h$ , wymaganej przez projekt, dajemy nadwyżkę  $\Delta h$  i poszerzenie korony  $\Delta K$ , konieczne ze względu na osiadanie nasypu.

Sprawa jest nieco więcej skomplikowana, gdy teren w kierunku poprzecznym ma spadek (rys. 111).



Rys. 111.

Aby znaleźć ślady skarp na terenie, przeprowadzamy pomiar „schodkowy” przy pomocy łąty ważnej i libeli od osi nasypu w jedną i drugą stronę na odległość (poziomą) równą  $\left(\frac{K}{2} + n h\right)$  i znajdujemy na terenie punkty C i D.

Przy pomiarze schodkowym możemy jednocześnie określić różnice poziomów punktów C i D w porównaniu do poziomu punktu O (osi drogi).

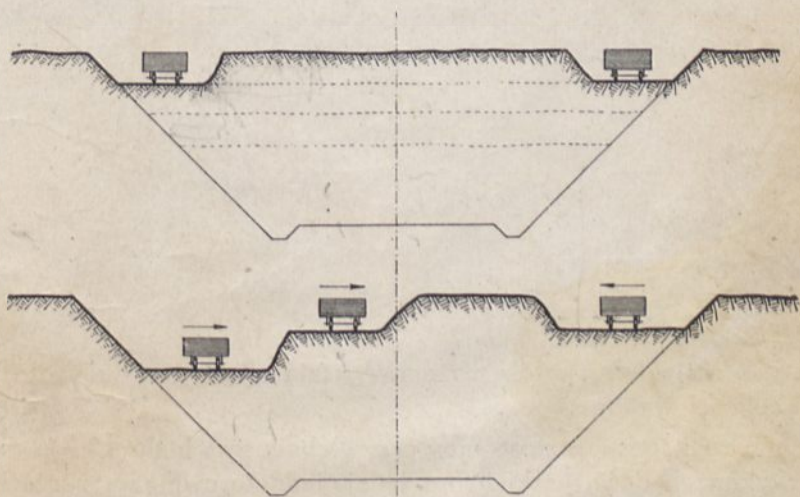
Pomiar schodkowy daje nam możność znalezienia śladu skarp na terenie, tj. punkty B i A w sposób następujący:

W punkcie C ustawia się łątę pionową i na niej odkłada się wysokość  $h_1$  — różnicę poziomów punktów O i C, znalezioną przy pomiarze schodkowym. Oznaczony w ten sposób

wykopu; można go stopniowo obniżać po uprzednim wbiciu w je dnym poziomie czterech kołków: dwóch w osi wykopu i dwóch w kierunku poprzecznym: jeden poziom wierzchu kołków osiąga się przy pomocy łąty ważnej i libeli; poza tym należy również przy pomocy łąty i libeli znaleźć różnicę ( $h_1$ ) poziomu wbitych kołków i poziomu kołka A. Po usunięciu stożka do poziomu  $CD$  naciągamy sznury na krzyż i na przecięciu ich zabijamy kołek w osi drogi na poziomie kołków  $M, N, P$  i  $Q$ . Daje to nam możliwość odtworzenia osi przekroju na poziomie niższym o  $h_1$ . Przy głębokich wykopach może zająć potrzeba kilkakrotnego usuwania stożka.

## 2. Wykonywanie wykopów

Sposób wykonania wykopów zależy od ich wielkości, rodzaju gruntu, sposobów dobywania i przewozu ziemi.

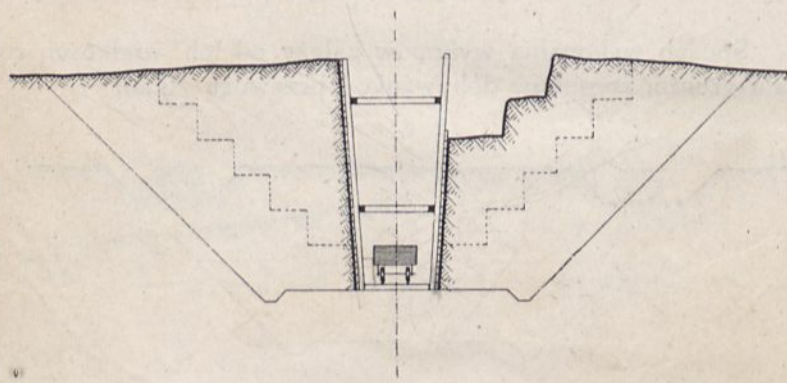


Rys. 116.

Przy wykopach niewielkich, przy ręcznym dobywaniu ziemi i przy przewozie ziemi przy pomocy taczek, wozów konnych, łopat konnych lub kolejek typu lżejszego, często stosowany jest sposób warstwowy, polegający na tym, że wykop wy-

konywa się (rys. 116) cieńszymi lub grubszymi warstwami w zależności od rodzaju środków przewozowych i łatwości przesuwania ich. Warstwy te przy przewożeniu ziemi taczkami czy wozami konnymi lub łopatami konnymi mogą być bardzo cienkie — po 20 — 30 *cm*, gdy przy zastosowaniu kolejek roboczych, ze względu na potrzebną większą robociznę na ich przesuwanie, grubość warstwy nie powinna być cieńsza niż 1,0—2,0 *m*. Przy dobywaniu ziemi przy pomocy łopat mechanicznych lub ekskawatorów kubłowych, warstwy te w zależności od wymiarów tych maszyn mogą się wahać w granicach od kilku do kilkunastu metrów.

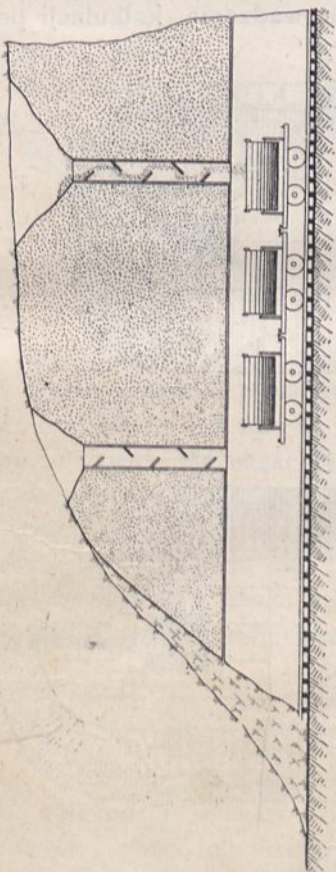
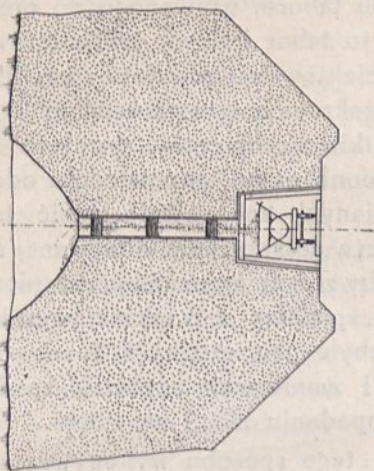
Przy warstwowym sposobie wykonywania wykopów może być jednocześnie dobywanych i wywożonych kilka warstw, jak to schematycznie podane jest na rys. 116.



Rys. 117.

Warstwowy sposób może być zastosowany przy dowolnej głębokości wykopu.

Drugi sposób—stosowany przy głębokościach do 10—12 *m*, w wykopach dość wąskich (np. koleje jednotorowe), w gruntach suchych, a zwłaszcza zwięzłych i skalistych—polega na tym, że wąskim korytarzem, w razie potrzeby wzmocnionym przez odpowiednie odeskowanie i rozpórki, wcinamy się od razu do poziomu niwelety projektowanego wykopu (rys. 117). Szerokość korytarza winna być dostateczna dla umieszczenia na dnie tego korytarza (w poziomie niwelety) toru kolei lub kolejki roboczej i przepuszczenia używanego taboru na danej robocie.



Rys. 118.

Ze względu na konieczność wzmocnienia stromych ścian korytarza, przy gruntach o mniejszej zwięzłości, sposób ten może nie być ekonomiczny przy większych głębokościach wykopów. Z drugiej strony dodatkia jego stroną jest to, że tor roboczy od razu ustawia się na poziomie niwelety i nie przesuwają się przez cały czas wykonywania roboty. Ziemia dożywana przy tym sposobie zrzucana jest wprost do wózków lub też przerzucana po stopniach wyrobionych w gruncie.

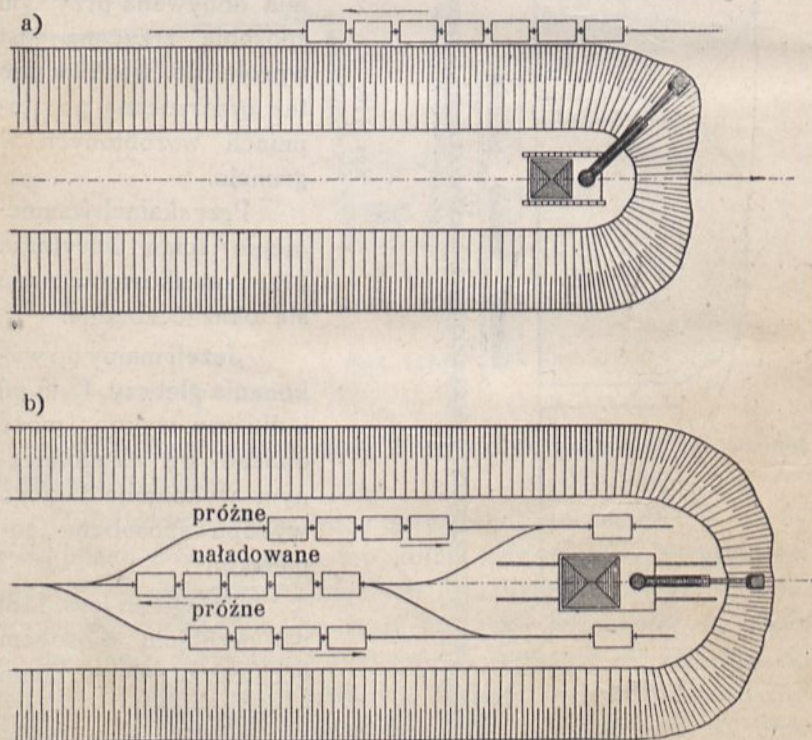
Przy skałach wzmocnienie ścian korytarza przez odeskowanie może się okazać zbędne.

Jeżeli mamy do wykonania głębszy ( $> 8 m$ ) i dłuższy wykop, może okazać się ekonomicznym wykonanie takiego wykopu sposobem „angielskim”.

Polega on (rys. 118) na przebiciu sposobem górniczym, w poziomie projektowanej niwelety wykopu sztolni o przekroju poprzecznym, wy-

starczającym do wprowadzenia taboru, używanego do przewo-  
 zu ziemi; najczęściej bywa to tabor kolejek wąskotorowych.  
 Oprócz sztolni w poziomie projektowanej niwelety, przebija się  
 kilka szybów pionowych o przekrojach, wystarczających do wy-  
 konania tych szybów. Wszystkie szyby przy gruntach mało  
 zwięzłych winny być wzmocnione przez odpowiednie odesko-  
 wanie; przy skałach niepopękanych można nie robić takich  
 wzmocnień. Szyby pionowe służą do zrzucania dobywanej ziemi  
 do podstawianych wózków. Aby ziemia zrzucana przez pionowe  
 szyby nie niszczyła wózków, spadając z większej wysokości,  
 umieszcza się w szybach pochyłe płaszczyzny z desek, które  
 zatrzymują spadającą ziemię i zmniejszają szybkość spadania,  
 a więc i siłę uderzenia przy spadaniu ziemi na wózki.

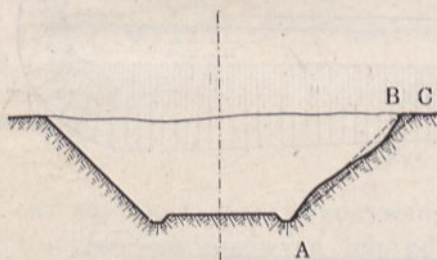
Decyzję o zastosowaniu tego sposobu wykonywania wy-  
 kopu powinno poprzedzić przeprowadzenie kalkulacji porów-



Rys. 119.

nawczej, która by dowiodła, że sposób angielski jest tańszy niż dwa poprzednie.

Wreszcie w pewnych wypadkach może być, przy wąskich i dość głębokich wykopach (np. kolejowych) do głębokości 5,0–8,0 m, zastosowany sposób wykonania tak zwany „czołowy” od razu na całej szerokości i głębokości, o ile mamy do dyspozycji odpowiednie środki do dobywania ziemi na całej wysokości, np. łopaty mechaniczne z odpowiednio usytuowanymi torami; tory mogą być ułożone bądź poza skarpą wykonywanego wykopu (rys. 119a), bądź w poziomie niwelety wykopu (rys. 119b). Tory powinny mieć mijanki i zwrotnice, aby przetaczanie wózków próżnych i naładowanych mogło się odbywać z możliwie najmniejszą stratą czasu.



Rys. 120.

Przy prawidłowym wykonaniu wykopów trzeba skarpom nadawać pochylenia, odpowiednie do rodzaju gruntu i warunków, w jakich grunt się znajduje: na równowagę skarp oddziaływać może woda atmosferyczna lub zaskórna, odpowiednie zabezpieczenie powierzchni skarp itp.

Przy wykonywaniu wykopów trzeba zwracać pilną uwagę, aby skarpom dawać odpowiednie pochylenie od razu. Gdyby, np. przy wykonywaniu wykopu, oberwała się część gruntu po za linią *AB* projektowanej skarpy (rys. 120), nie należy wyrównywać utworzonego zagłębienia w skarpie przez dosypywanie skarpy, gdyż dosypa na ziemia ma tendencję do zsuwania się; należy w tym wypadku zrezygnować z utrwalania wyrównanej skarpy i w miejscu tym dać skarpe łagodniejszą *AC*.

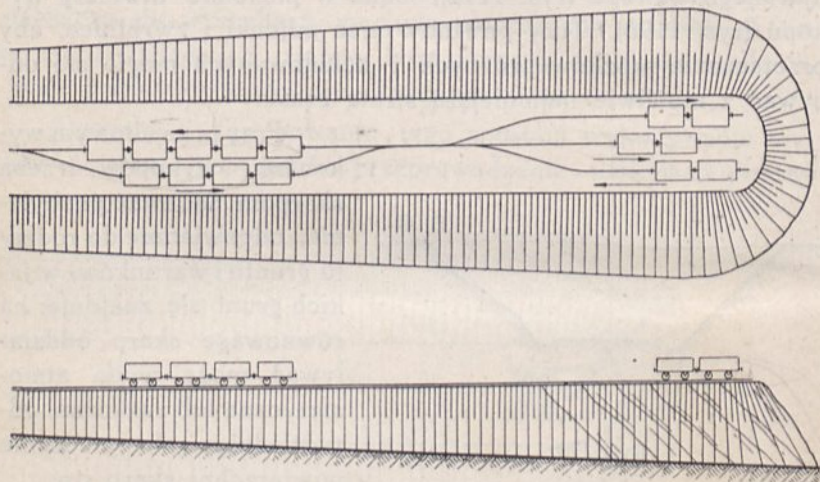
### 3. Wykonywanie nasypów

W zależności od warunków miejscowych, charakteru wykonywanych robót, ich ilości, narzędzi, maszyn do dobywa-

nia i przewożenia ziemi, jakie mogą być do dyspozycji, można wykonywać nasypy różnymi sposobami.

*Sposób wykonywania od czoła*—może być stosowany przy nasypach stosunkowo niewysokich o małej kubaturze, gdy stosujemy środki przewozowe, dające możliwość wyładowywania z nich ziemi na „czoła” (przedłużeniu) nasypu.

Do takich środków przewożenia ziemi należy przewóz ziemi przy pomocy tacek, wózków dwukołowych, kolejek roboczych, przy odpowiednim ułożeniu rozgałęzień torów przy



Rys. 121.

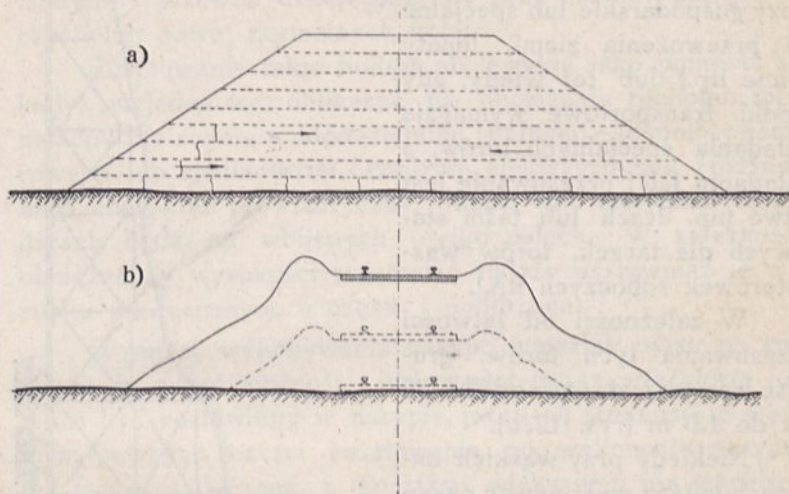
końcu, pozwalających na łatwe przetaczanie poszczególnych wózków do czoła nasypu (rys. 121).

Zastosowanie wozów typu gospodarskiego przy wąskich nasypach nie nadaje się, gdyż wymagają one promienia 6—10 m do nawracania.

Sposób wykonywania nasypu od czoła ma tę ujemną stronę, że osiadanie nasypu ma miejsce w różnym czasie i przy długich nasypach trzeba się liczyć z tym, że część nasypu wykonana na początku prędzej skomprymuje się, niż część nasypu znajdująca się bliżej końca nasypu. Sposób ten w pewnych wypadkach jest nieunikniony, gdy nasyp budowany jest na gruntach bagnistych lub gdy mamy duże różnice wysokości przy przejściu z wykopu do nasypu.

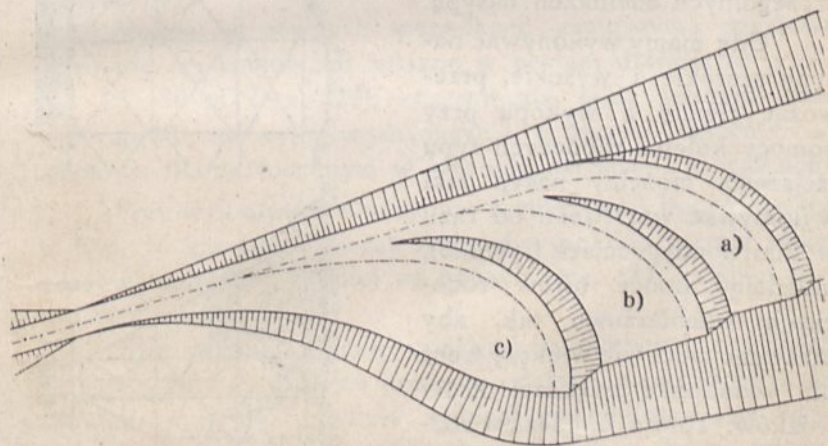


*Sposób wykonywania nasypu warstwami jest znacznie częściej stosowany i jest racjonalniejszy, gdyż daje możliwość przy jego wykonaniu jednoczesnego komprimowania nasypu, zwłaszcza*



Rys. 122.

cza gdy po świeżo wykonywanym nasypie odbywa się ruch środków przewozowych lub, gdy są zastosowane do ubijania



Rys. 123.

nasypów specjalne maszyny lub przyrządy; opis ich podany jest dalej.

Warstwowy sposób wykonywania nasypów może mieć

miejsce przy środkach transportowych, nie wymagających układania specjalnych torów (np. wozy gospodarskie lub specjalne do przewożenia ziemi, łopaty konne itp.) lub też wtedy, gdy środki transportowe wymagają układania specjalnych torów, a układanie ich i przesuwanie jest łatwe (np. desek lub taśm stalowych dla taczek, torów wąskotorówek roboczych itp.).

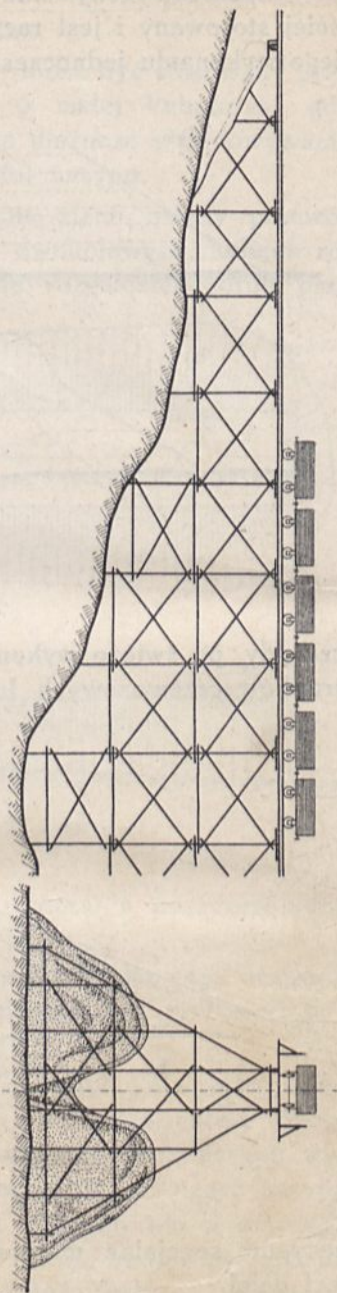
W zależności od łatwości przesuwania tych torów, grubość warstw jest różna od 20—30 cm do 1,0 m (rys. 122a).

Niekiedy przy wąskich nasypach można wykonywać nasyp warstwami, zsypując przywiezioną ziemię na boki i stopniowo podnosząc tory (122b) na poszczególnych odcinkach nasypu.

Gdy mamy wykonywać nasypy szerokie i wysokie, przewożąc ziemię z wykopu przy pomocy kolejek roboczych typu lżejszego, możemy nasyp taki wykonywać warstwami od razu w kilku kondygnacjach (rys. 123), układając końce torów roboczych wachlarzowo tak, aby utrzymać możliwie większy front dla wyładunku większej ilości wózków. Tory *a*, *b*, *c* leżą w różnych poziomach.

*Sposób wykonania nasypów z rusztowań* (rys. 124) może być stosowany przy wznoszeniu długich i dość wysokich nasypów

Rys. 124.



np. przy przekroczeniu szerokich dolin), zwłaszcza jeżeli odległość przewozu ziemi, potrzebnej na takie nasypy, jest dość znaczna i przewóz skutecznia się przy pomocy kolejek roboczych lub nawet normalnych kolei.

Rusztowania takie budują się zwykle jako pomosty (estakady) na jeden tor, obliczone na obciążenie ruchome (pociągi naładowane ziemią z odpowiednimi silnikami—lokomotywami parowymi lub spalinowymi, rzadziej elektrycznymi); rusztowania mają charakter prowizoryczny; filary, np. ustawiane są na legarach bądź na wbijanych płytko palach. W zależności od obciążenia i wysokości rusztowań należy usztywniać je w kierunku poprzecznym, a często i podłużnym.

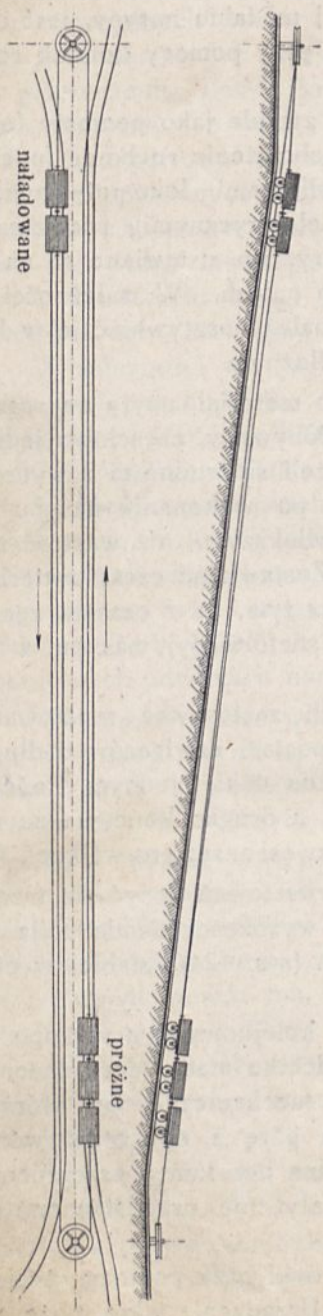
W miarę wykonywania nasypu materiał, użyty na rusztowanie, w miarę możliwości jest wydobywany, częściowo jednak może być zostawiony w nasypie, jeżeli są trudności z wydobyciem pewnych części rusztowania po wykonaniu nasypu lub też jest to połączone z kosztami większymi, niż wartość materiału pozostawianego w nasypie. Zostawiając część materiału rusztowań w nasypie i licząc się z tym, że z czasem zgnije, nie obawiamy się zbyt znacznych deformacyj nasypu z tej przyczyny.

Można w pewnych wypadkach zastosować rusztowania ruchome drewniane lub żelazne w postaci dźwigarów o długości 20—30 m (rys. 125); rusztowania takie jednym końcem opierają się na wykonanym nasypie, a drugim końcem—na ruchomym filarze, toczonym w kierunku osi nasypu na wałkach itp.

Przy wykonywaniu nasypów z rusztowań liczyć się trzeba z tym, że spadająca nieraz z dużej wysokości ziemia ubija się nierównomiernie — silniej na bokach (rys. 124), słabiej w części środkowej.

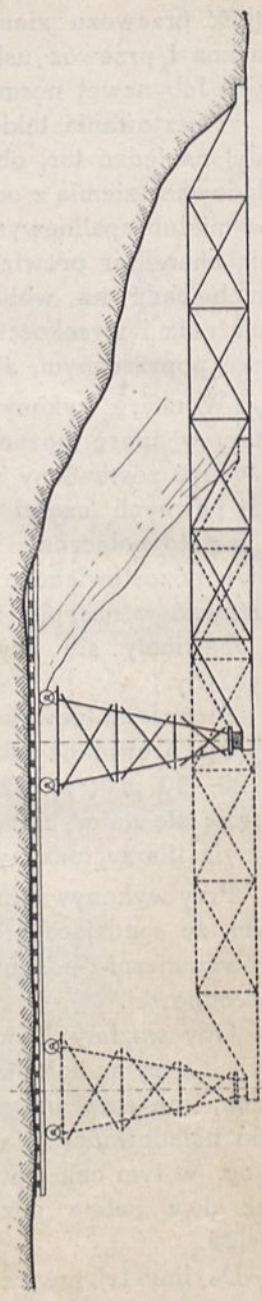
Gdy wozimy ziemię wózkami kolejkowymi z wykopu na nasyp z góry na dół i na pewnym odcinku mamy dość znaczny spadek, możemy urządzić wyciągi mechaniczne, na których wózki naładowane wciągać będą na górę z powrotem wózki próżne. W tym celu potrzebna jest lina bez końca, przerzucona przez dwa bębny poziome, schematycznie przedstawione na rys. 126.

Do liny tej przyczepiane są wózki przy pomocy specjalnych uchwytników, łatwo otwieranych. Urządzenie takie może się



Rys. 126.

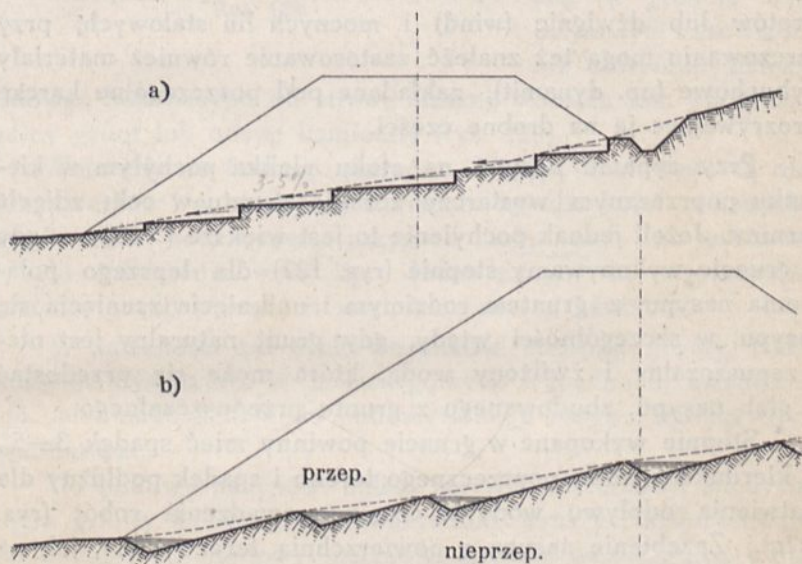
Rys. 125.



amortyzować przy większej ilości robót ziemnych i znacznie-  
szych spadkach podłużnych, gdy do transportowania próżnych  
wózków konieczne jest zastosowanie większej siły pociągowej.

*Prawidłowe wykonanie nasypów.* Trwałość nasypów, tj.  
zachowywanie kształtów, jakie im nadano przy wykonaniu, za-  
leży od umiejętności ich wykonania i przestrzegania tych wska-  
zań, jakie daje praktyka.

Najważniejszym czynnikiem destrukcyjnym są wody atmo-  
sferyczne i gruntowe (zaskórne) i na zabezpieczenie się prze-  
ciw ich działaniu winna być zwrócona przede wszystkim uwaga  
kierownika robót.



Rys. 127.

Przy wykonywaniu nasypów należy zwrócić uwagę na na-  
stępujące wskazówki z praktyki.

Przy wykonywaniu nasypów w czasie zimy lub w czasie  
przejściowym od lata do zimy lub odwrotnie, należy z pod-  
stawy nasypu przed przystąpieniem do robót usuwać lód i śnieg,  
aby podstawa nasypu nie rozmiękła, gdy śnieg lub lód roztaje.  
Na podstawie nasypów, a w szczególności położonych na zbo-  
czach lub łąkach, należy zdejmować darninę już to zorując ją  
pługiem, już to zdejmując w kawałkach prostokątnych w celu  
zużycia ich dla odarniowania skarp.

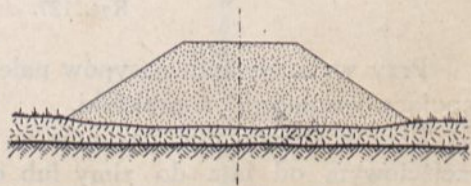
Pnie po wyrąbanych drzewach należy wykarczowywać z podstawy nasypu przy wznoszeniu niskich nasypów, gdyż z czasem po ich zgniciu mogą wywołać miejscowe deformacje nasypów; przy wznoszeniu nasypów wyższych (np. przy wysokości ponad 2,0—3,0 m), karczowanie podstawy nasypu niekiedy, ze względów oszczędnościowych, pomija się, gdyż po zgniciu mniejszych karcz w głębi nasypu deformacje stąd wynikłe mogą być nieznaczne i nieszkodliwe dla całości nasypu.

Karczowanie pni może być wykonywane ręcznie przez wykopywanie częściowe i przerąbywanie głównych korzeni bądź też mechanicznie — przez zastosowanie specjalnych kołowrotów lub dźwignic (wind) i mocnych lin stalowych; przy karczowaniu mogą też znaleźć zastosowanie również materiały wybuchowe (np. dynamit), zakładane pod poszczególne karczce i rozrywające je na drobne części.

Przy sypaniu nasypu na stoku zlekka pochyłym w kierunku poprzecznym wystarczy zoranie gruntu w celu zdęcia darniny. Jeżeli jednak <sup>by wzmoc</sup> pochylenie to jest większe ( $>10\%$ ), wtedy w gruncie wykonywamy stopnie (rys. 127) dla lepszego połączenia nasypu z gruntem rodzimym i uniknięcia zsunięcia się nasypu, w szczególności wtedy, gdy grunt naturalny jest nieprzepuszczalny i zwilżony wodą, która może się przedostać w głąb nasypu, zbudowanego z gruntu przepuszczalnego.

Stopnie wykopane w gruncie powinny mieć spadek 3—5% w kierunku spadku poprzecznego terenu i spadek podłużny dla ułatwienia odpływu wody w czasie prowadzenia robót (rys. 127a). Zazębienie nasypu z powierzchnią terenu takie, jak na rys. 127b

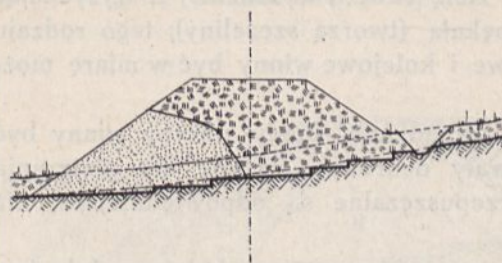
nie zawsze jest wskazane: niemożliwe, gdy grunt terenu jest nieprzepuszczalny (np. glina), a nasyp jest wzniesiony z gruntu przepuszczalnego, gdyż w tak wykonanych stopniach może



Rys. 128.

się gromadzić woda i powodować rozmiękczenie podstawy nasypu; natomiast takie zazębienie mogło by być zastosowane, gdyby grunt pod nasypem był przepuszczalny.

Jeżeli w terenie, nie mającym spadku poprzecznego do osi nasypu, zwierzchnia warstwa gruntu jest ściśliwa (np. torf), nie jest jednak bardzo gruba, można jej nie usuwać (rys. 128).



Rys. 129.

Gdy jednak zachodzi taki wypadek na terenie pochyłym, należy tę warstwę zdjąć, a stopnie wyciąć w gruncie wytrzymałym i szczególnie starannie należy

budować bok nasypu od strony niższej, stosując tam przepuszczalny grunt lub odsyp kamienny (rys. 129).

*Materiały do budowy nasypów.* Nasypy budowane są dla różnych celów i w różnych warunkach: np. dla kolei żelaznych, dróg, wałów ochronnych, przegród dolin rzek lub potoków w celu spiętrzenia wody itp. Jedne nasypy są narażone na działanie prądu płynących wód, inne nie są narażone.

W zależności od tych warunków możemy grunty, jakie mamy do dyspozycji w poszczególnych wypadkach, kwalifikować, jako odpowiednie do budowy danego nasypu, lub też dyskwalifikować. *t.k.o.*

Do budowy nasypów należy używać materiałów suchych; mokre grunty należy przede wszystkim osuszyć, a dopiero po tym używać do budowy nasypów, aby nie wozic wody, która niepotrzebnie powiększa wagę przewożonej masy gruntu i która poza tym może być szkodliwą przy wznoszeniu nasypu, gdyż nasypy, zbudowane z gruntu rozrzedzonego wodą, mogą tracić nadaną im formę.

Na nasypy drogowe lub kolejowe najodpowiedniejsze są grunty przepuszczalne: żwiry, gruboziarniste piaski, drobnoziarniste piaski, byle suche, i grunty piaszczyste; grunty te szybko tracą spulchnienie czasowe.

Bardzo drobny piasek, gdy jest nasiąknięty wodą, jest niebezpieczny dla wykonywania nasypów, gdyż łatwo się „rozlewa” i nasyp traci nadaną mu formę.

Gorszymi materiałami na nasypy drogowe lub kolejowe

są margle, ily, lössy, gliny i grunty gliniaste, gdyż są nieprzepuszczalne, łatwo rozmiękają, niekiedy pod wpływem wody pęcznieją; zamarzając na zimę tworzą wysadziny, a wysychając zmniejszają objętość i pękają (tworzą szczeliny); tego rodzaju grunty na nasypy drogowe i kolejowe winny być w miarę możliwości unikane.

Natomiast w tych wypadkach, kiedy nasypy winny być nieprzepuszczalne (np. wały ochronne, nasypy dla piętrzenia wody itp.), grunty nieprzepuszczalne są odpowiedniejsze, niż grunty przepuszczalne.

Kamień łamany lub otoczaki na nasypy kolejowe lub drogowe są dobrym materiałem, na wały ochronne lub nasypy piętrzące wodę — nie nadają się.

Z torfu w stanie suchym można budować nasypy drogowe lub kolejowe, trzeba się jednak liczyć z jego ściśliwością (zdolnością zmniejszania objętości pod ciśnieniem); nasypy kolejowe z torfu należy zabezpieczyć od możliwości zapalenia go przez iskry od lokomotywy.

Własności włoskowate, tj. zdolność podsiąkania, są różne dla różnych gruntów; w niektórych wypadkach ma to pierwszorzędne znaczenie (np. dla nasypów drogowych).

Dopiero w ostatnich czasach w związku z rozwojem badania gruntów zwrócono uwagę na celowe i racjonalne użycie różnego rodzaju gruntów w nasypach.

Niestety ze względów ekonomicznych lub ze względu na warunki miejscowe nie zawsze jest możliwe użycie na budowę nasypów gruntów odpowiednich; często jesteśmy zmuszeni do stosowania gruntów nieodpowiednich dla danego nasypu. W takich wypadkach powinniśmy dążyć do tego, aby zastosowanie gruntów nieodpowiednich było jak najmniej szkodliwe dla trwałości nasypu.

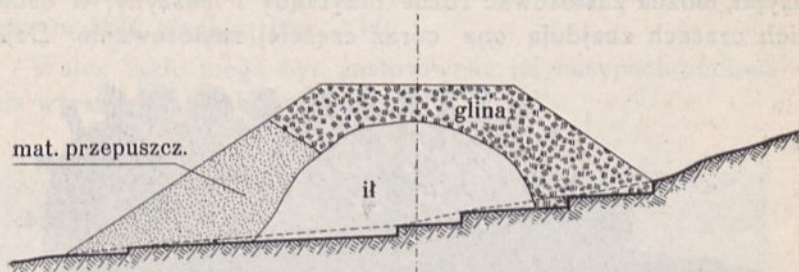
Tak, np. gdy w pobliżu nie mamy dostatecznej ilości materiału odpowiedniego na nasyp (np. piasku) i zmuszeni jesteśmy do użycia częściowo materiału nieodpowiedniego (np. łu),



Rys. 130.

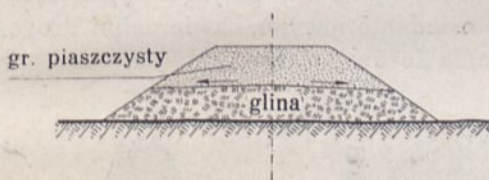


należy materiał ten, w miarę możliwości izolować od działania wód atmosferycznych w sposób, podany na rys. 130 i 131. Warstwa gliny na koronie nasypu, a na rys. 131 nawet na



Rys. 131.

skarpie od strony górnej zbocza, chronić będzie nasyp przed wsiąkaniem wód atmosferycznych, grunt zaś przepuszczalny (piasek, żwir lub otoczaki) na bokach nasypu da możliwość odsączania tej wody, która może się przedostać do wnętrza nasypu.



Rys. 132.

Inny przykład budowy nasypu z różnych rodzajów gruntów widzimy na rys. 132, gdzie glina umieszczona jest w dolnej części nasypu, grunt zaś przepuszczalny (np. piaszczysty) —

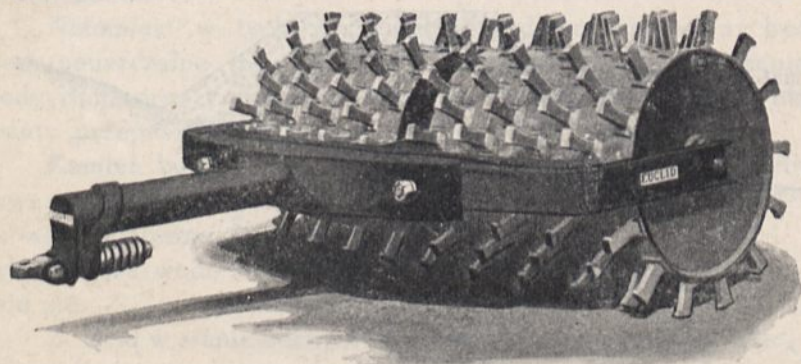
w górnej części nasypu: woda atmosferyczna, która może przedostać się w głąb nasypu, ma zabezpieczony stok na boki; spadek poprzeczny części nasypu z gliny nie może być duży (najwyżej 3—5%), aby nasyp nie uległ deformacji przez usuwisko<sup>1)</sup>.

**Ubijanie nasypów.** Jeżeli nasyp podczas budowy nie jest ubijany, traci spulchnienie czasowe dość długo, w zależności od rodzaju gruntu, z jakiego jest zbudowany. Niektóre grunty, jak piaski, żwiry i grunty piaszczyste, dość szybko tracą spulch-

<sup>1)</sup> Patrz rozdział VIII.

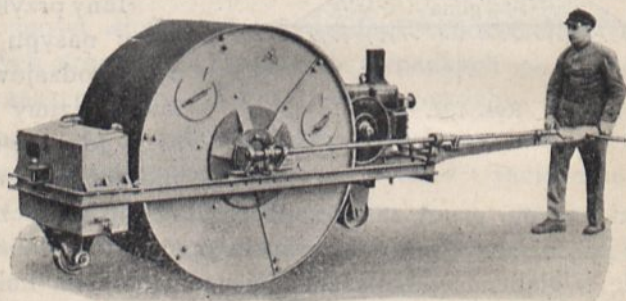
nienie czasowe — w ciągu roku lub dwóch, inne — w ciągu kilku lat.

Jeżeli budowa wymaga szybkiego skompromowania (ubicia) nasypu, można zastosować różne przyrządy i maszyny; w ostatnich czasach znajdują one coraz częściej zastosowanie. Daje



Rys. 133.

to możliwość od razu, np. pobudowania na świeżym nasypie kosztownych, a wrażliwych na osiadanie nasypu, nawierzchni drogowych lub dokładne układanie torów kolejowych.



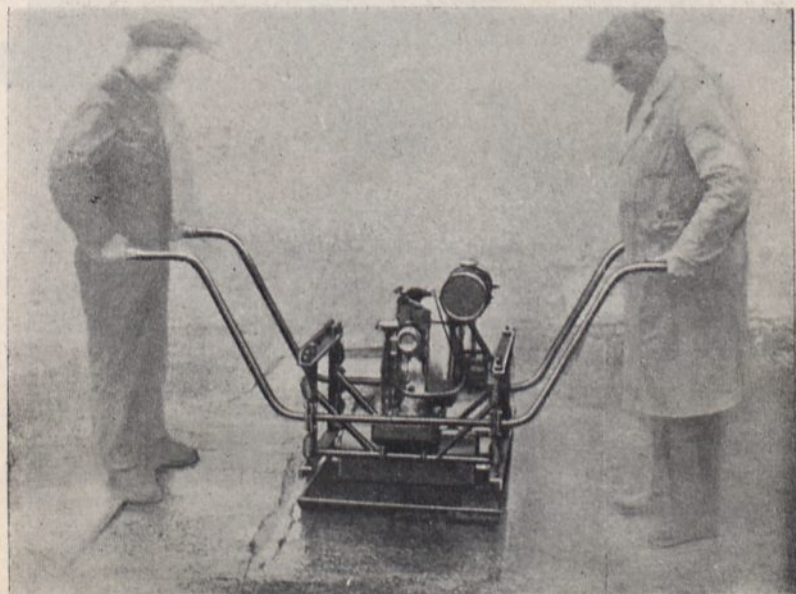
Rys. 134.

Do przyrządów takich można zaliczyć walce z wystającymi na obwodzie kół występami (rys. 133), ciągnięte przez traktory gąsienicowe; nadają się one do rozbijania grud przy gruntach zwięzłych (np. glinach). Waga ich waha się w granicach 1,5 do 2,5 tonny; waga może być powiększana przez na-

pełnienie wodą bębna, zamkniętego hermetycznie z obydwóch stron; dzięki temu waga może być powiększona dwukrotnie.

Przy gruntach o mniejszej zwięzłości mogą być używane walce jednokołowe o motorze spalinowym wagi od 1 t do 3 t i jednym kole gładkim (rys. 134).

Walce takie mogą być zastosowane na nasypach budowlanych warstwami niezbyt grubymi.



Rys. 135.

Również w takich wypadkach mogą być używane wibratory rotacyjne systemu „Frisch” (rys. 135) lub inne, ubijające ziemię przy pomocy postawionego na żelaznej podstawie silnika spalinowego o mocy 2—3 HP, dającego 1500 do 4000 obrotów na minutę. Podstawa ma wymiary  $0,60 \times 1,50$  m; przyrząd waży ok. 100 kg. Silnik porusza 2 wibratory, nadające drgania podstawie; przyrząd ten może być również używany do ubijania betonu. W godzinę może ubić do  $100$  m<sup>2</sup> powierzchni betonu.

Do ubijania nasypów, wykonywanych grubszymi warstwami ( $>60$ — $80$  cm) mogą być używane ubijaki mechaniczne tzw.

„żaby”<sup>1)</sup>). Na skutek wybuchu mieszaniny gazów benzyny i powietrza wewnątrz „żaby” w odpowiednio skonstruowanym cylindrze, podskakuje ona na wysokość 30—40 cm w kierunku nieco pochyłym i spadając pionowo, posuwa się za każdym podskokiem naprzód na 20—25 cm. Waga dochodzi do 500 kg i nawet 1 t. Maszyną może kierować łatwo jeden robotnik, który dźwiga niewielki zbiornik z benzyną, mający połączenie



Rys. 136.

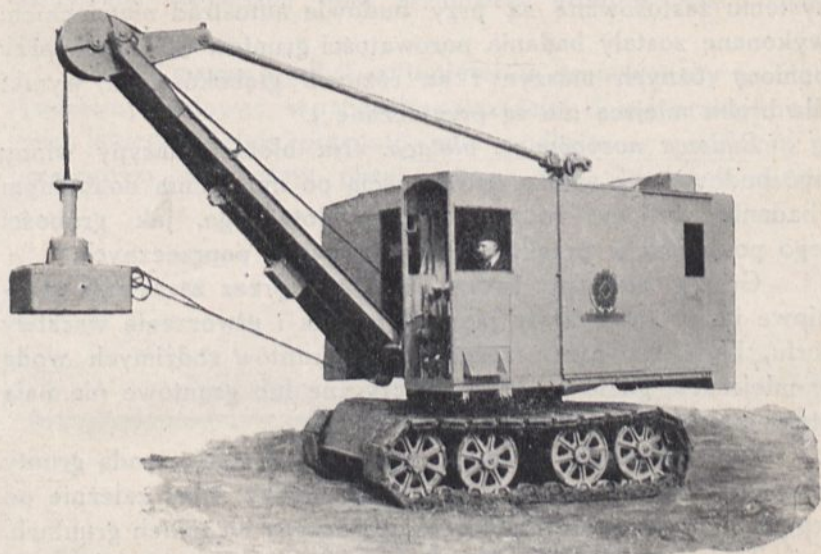
przy pomocy rurki gumowej z cylindrem, w którym wywołane są wybuchy. Po trzykrotnym przejściu „żaby” warstwa komprymuje się dostatecznie. Wydajność przy trzykrotnym przejściu wynosi do 120 m<sup>2</sup> na godzinę.

Jeżeli potrzebne są jeszcze silniejsze uderzenia, można zastosować ubijaki systemu Mencka (Hamburg), przedstawione na rys. 137 i 138.

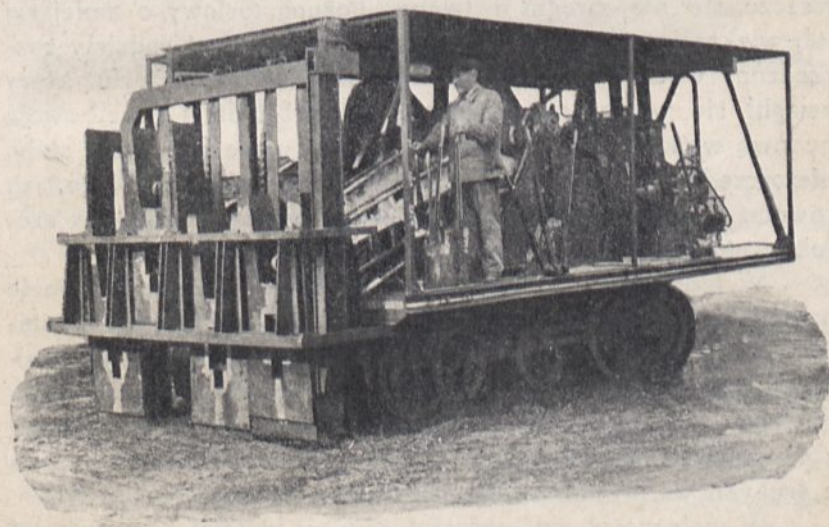
Pierwszy z nich, umieszczony na podwoziu czołgowym,

<sup>1)</sup> System Delmag-Frosch.

podnosi na wysokość do  $1\frac{1}{2}$  m kwadratowy ciężki odlew żelazny o wadze 0,5—1,0 t, który, spadając ubija nasyp; drugi,



Rys. 137.



Rys. 138.

również umieszczony na podwoziu czołgowym, podnosi i opuszcza na przemian 4 ciężkie młoty na wysokość 50—75 cm

i posuwając się przy pomocy tegoż silnika, podnoszącego młoty, ubija nasyp od razu na dość znacznej szerokości. Maszyny tego systemu zastosowane są przy budowie autostrad niemieckich; wykonane zostały badania porowatości gruntów ubijanych przy pomocy różnych maszyn i na różnych głębokościach; wyniki dla braku miejsca nie są przytaczane<sup>1)</sup>.

*Budowa nasypów na błotach.* Na błotach nasypy winny być budowane z wielką ostrożnością po uprzednim dokładnym zbadaniu zarówno rodzaju gruntu błotnisteo, jak grubości jego pokładów w przekrojach podłużnym i poprzecznych.

Grunty błotniste tworzą się bądź przez zarastanie stopniowe jezior lub leniwie płynących rzek i utworzenie warstwy torfu, bądź też przez rozrzedzenie gruntów rodzimych wodą w miejscach, gdzie wody atmosferyczne lub gruntowe nie mają stoku.

Pod względem składu i stopnia nasycenia wodą grunty błotniste mogą znacznie się różnić między sobą; zależnie od tego w rozmaity sposób budowane są nasypy na takich gruntach.

Tak, np. spotkać często możemy grunty, składające się z warstwy torfu włóknistego w warstwie wierzchniej, który jeszcze się nie zwęglił i tworzy kożuch torfowy o mniejszej lub większej grubości, a pod nim znajduje grunt rodzimy rozrzedzony wodą z większą lub mniejszą domieszką torfu, który zwęglił się więcej, niż w warstwie wierzchniej i stracił swoją budowę włóknistą; na pewnej głębokości może być grunt stały, nierozrzedzony przez wodę. Grubość kożucha torfowego, jak również rzadkiego gruntu błotnisteo może wahać się w szerokich granicach.

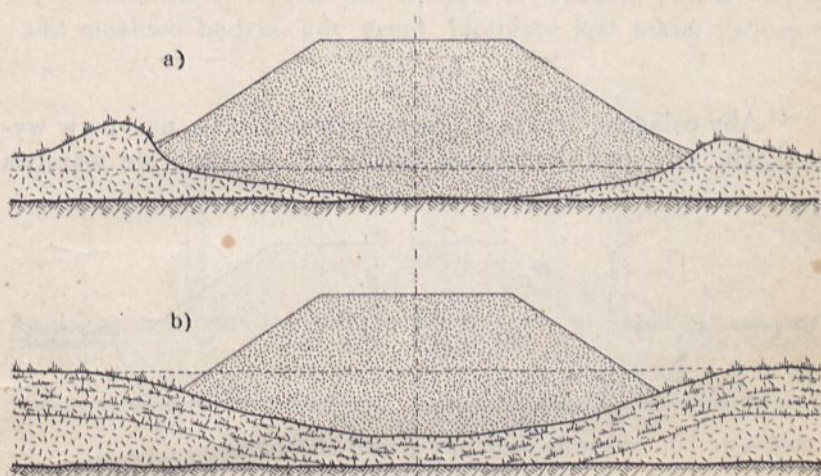
W jednych wypadkach możemy napotkać grube i zwarte pokłady młodego torfu (włóknistego) od powierzchni aż do stałego gruntu, w innych — pod grubymi warstwami torfu włóknistego znaleźć możemy cienkie warstwy rzadkiego gruntu błotnisteo, w innych wypadkach możemy mieć do czynienia z cienkimi warstwami młodego torfu na wierzchu i pod nim z grubymi warstwami rzadkiego gruntu błotnisteo.

W zależności od rodzaju gruntu błotnisteo, grubości warstw oraz przeznaczenia nasypu, stosujemy różne sposoby

<sup>1)</sup> Patrz wydawnictwo zbiorowe czasopisma „Die Strasse” pod tytułem „Bodenmechanik und neuzeitlicher Strassenbau”. Berlin 1936.

budowy nasypów, licząc się z właściwością gruntów błotnistych — ściśliwością, tj. zdolnością do zmniejszania objętości pod wpływem obciążenia oraz płynnością gruntów nasiąkniętych wodą.

Jeżeli nasyp wzdłuż wytkniętej na gruncie trasy na błocie będziemy budować w sposób najczęściej dotąd praktykowany bez jakiegokolwiek przygotowania podłoża, w przekroju poprzecznym otrzymamy obraz, jak na rys. 139; jeżeli warstwa

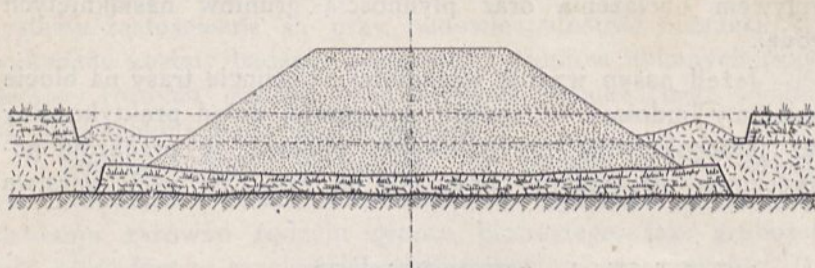


Rys. 139.

gruntu błotnistej jest jednakowej struktury na całej grubości do stałego gruntu (np. torf niezbyt mokry w stanie zwęglonym), wtedy pod wpływem ciężaru własnego nasyp wciśnie się w warstwę torfu aż do gruntu stałego lub też nie będzie dochodzić do gruntu stałego i nie utworzy dostatecznie pewnej podstawy; zawsze będzie możliwość dalszego stopniowego osiadania nasypu na skutek zagęszczenia gruntu pod podstawą nasypu lub częściowego jego wypierania na boki.

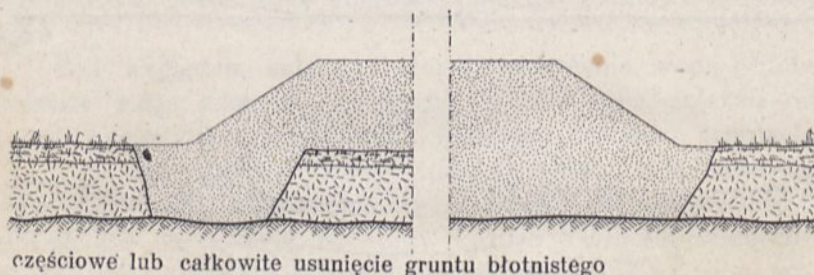
Również równowaga nasypu nie będzie pewna, gdy wierzchnia warstwa gruntu składa się z kożucha torfowego, a dolna — z rzadkiego gruntu błotnistej; wtedy pod ciężarem nasypu kożuch torfowy podczas budowy nasypu może się wygiąć i częściowo ułożyć na powierzchni warstwy gruntu stałego, jak na rys. 139b; czasami w czasie sypania nasypu kożuch torfowy

może się przerwać i zbudowany nasyp może osunąć się w warstwę gruntu błotnistego.



Rys. 140.

Aby osiągnąć lepszą i pewniejszą podstawę nasypu w wypadkach, gdy pod kożuchem torfowym znajduje się warstwa



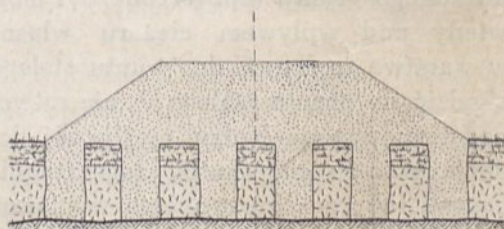
częściowe lub całkowite usunięcie gruntu błotnistego

Rys. 141.

rzadkiego gruntu błotnistego, równoległe do osi nasypu wycina się w kożuchu rowy tak, aby pod ciężarem nasypu kożuch ten równomiernie osiadł i w czasie stopniowego osiadania wycisnął rzadki grunt błotnisty z pod siebie (rys. 140).

Gdy warstwa gruntu błotnistego jest niezbyt gruba (1—3 m), aby uniknąć nieokreślonego osiadania lub zmniejszyć go,

dobrze jest grunt taki wybrać w całości lub częściowo, a nasyp wykonać z odpowiedniego gruntu (rys. 141); można rów-



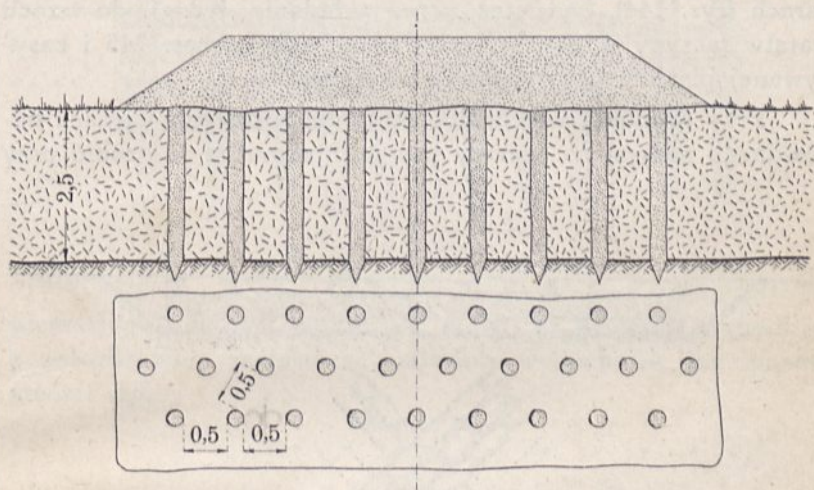
częściowe usuwanie torfu pasami

Rys. 142.



niez grunt wybierać częściowo przy pomocy maszyn (specjalnych bagrownic kubłowych), wąskimi rowami równoległymi do osi nasypu (rys. 142); w miarę wykonywania rowy te zasypywane są gruntem stałym odpowiednim na nasypy (np. piaskiem); pożądanę jest kopanie rowów na całą grubość warstwy gruntu błotnisteo, a po zasypaniu gruntem jego ubicie; na wzmocnionej w ten sposób podstawie buduje się nasyp, którego osiadanie będzie równomierne i stosunkowo niewielkie.

Naturalnie wykonanie nasypu w sposób, podany na rys. 142 możliwe będzie, gdy grunt błotnisty jest takiej zwięzłości,



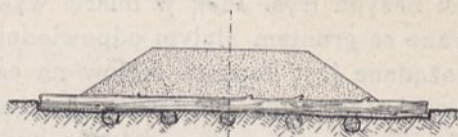
Rys. 143.

że może się trzymać w skarpach lub prostopadle; taką zwięzłość może posiadać torf włóknisty.

Również, gdy grunt składa się z warstwy torfu młodego (włóknistego) grubości 2—2,5 m, można nasyp budować na takim gruncie, wzmacniając go przez utworzenie w szachownicę „pali piaskowych”, a mianowicie wbijając pale drewniane o średn. 25—30 cm, aż do gruntu stałego i po wyciągnięciu ich zasypując otwory piaskiem i ubijając piasek: torf przez wbicie pali zagęszcza się, a „pale piaskowe” silnie ubite stanowią dostatecznie mocną podstawę nasypu (rys. 143).

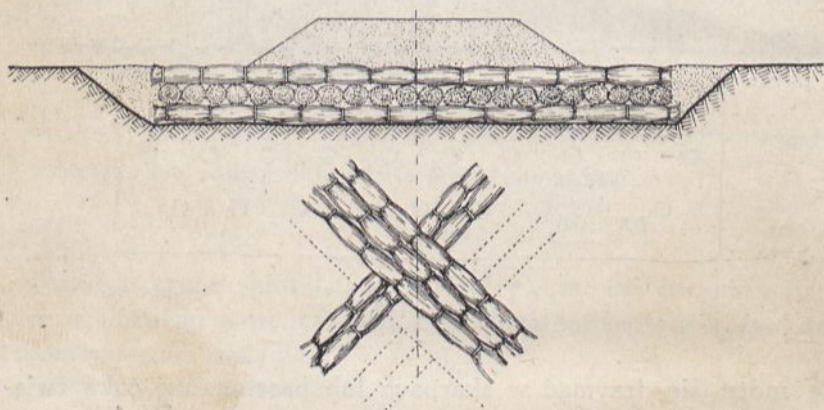
Gdy na błotach mają być zbudowane niezbyt wysokie nasypy, a obciążenie ruchome tych nasypów nie jest spodzie-

wane zbyt wielkie (np. nasyp dla drogi o ruchu miejscowym dla lekkich pojazdów), przy niezbyt grząskich i niezbyt głębokich gruntach błotnistych nasypy takie można budować bez usuwania tych gruntów, wzmacniając podstawę budowanych nasypów bądź przez układanie w poprzek nasypu dyłowania na podłużnych legarach (rys. 144), bądź też przez układanie jednej do trzech warstw faszyny w pęczkach, układanej jak na rys. 145 i zasypanywanej piaskiem lub gruntem piaszczystym.



Rys. 144.

Przy gruntach więcej grząskich dla rozłożenia ciężaru budowanego nasypu na szerszy pas gruntu można to zrobić przy

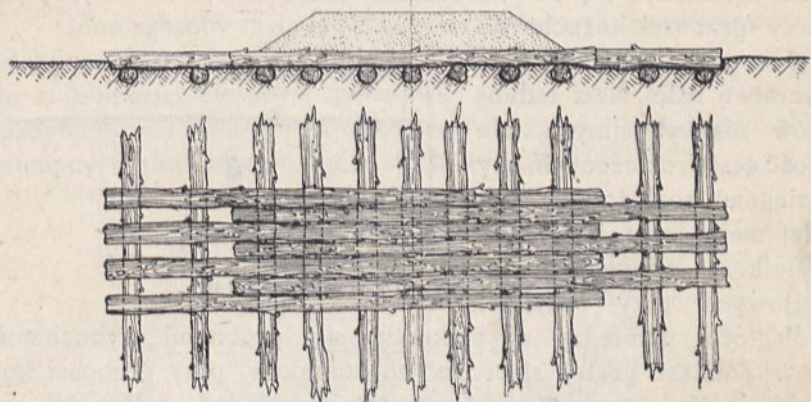


Rys. 145.

pomocy dyłowania, układanego na podłużnych legarach, używając do tego dyli dłuższych, niż szerokość podstawy nasypu o 3—4 m i wypuszczając na przemian na jedną lub drugą stronę zbywającą długość poza podstawę nasypu; dyle wciśnięte w grunt nasiąknięty wodą nie będą gnić i mogą stanowić dość trwałą podstawę (rys. 146).

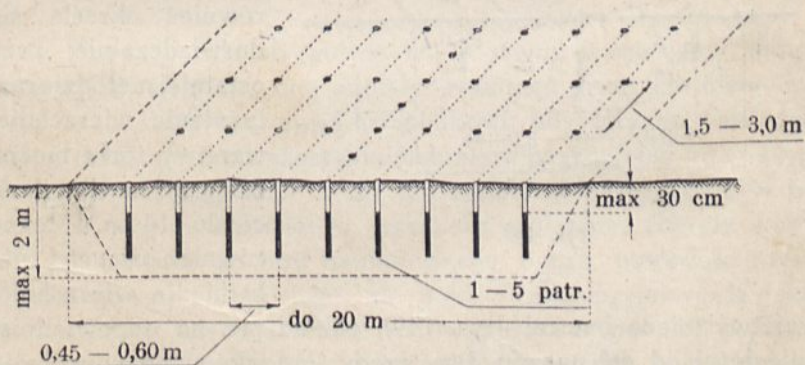
*Zastosowanie materiałów wybuchowych przy budowie nasypów na błotach.* Gdy nasypy budowane są na błotach głęb-

szych ( $> 3 \text{ m}$ ) i przeznaczone są dla obciążenia ruchomego większego (np. nasypy kolejowe, nasypy dla autostrad), a usuwanie gruntu błotnistego przy pomocy maszyn jest technicznie



Rys. 146.

nierozsądne lub zbyt kosztowne, można w pewnych wypadkach z powodzeniem zastosować materiały wybuchowe, jak dynamit, amonit itp.

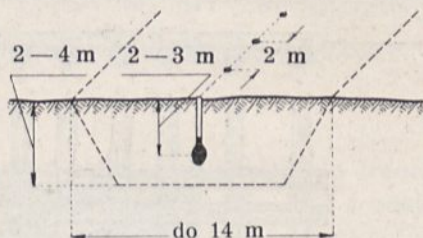


Rys. 147.

Materiały wybuchowe przy budowie nasypów na błotach znalazły szerokie zastosowanie w Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej i w ostatnich czasach w Niemczech przy budowie autostrad. Niemcy wykorzystali doświadczenia amerykań-

skie, udoskonalili i rozwinęli zastosowanie materiałów wybuchowych przy ustalaniu nasypów budowanych na błotach.

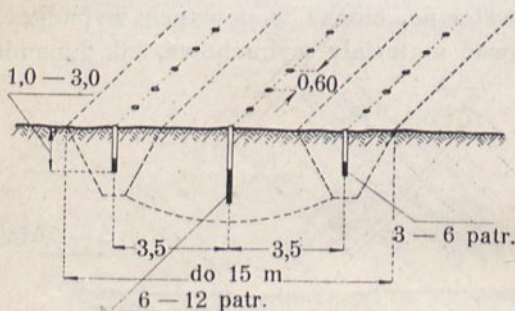
W zależności od warunków miejscowych, a więc konsystencji gruntów błotnistych, ich miąższości, rodzaju, można ograniczyć się do wzruszenia wierzchniej warstwy torfu, przy grubości kożucha do 2,0 m, przez założenie w tę warstwę całej sieci ładunków niezbyt silnych, ale dość gęsto rozłożonych, aby osiągnąć rozluźnienie ściślej masy torfu (rys. 147). Wielkość ładunków dynamitowych przy przyjętej odległości pomiędzy nimi określa się próbnymi wybuchami.



Rys. 148.

Zamiast gęstej sieci małych ładunków, przy grubości kożucha torfowego od 2 do 4 m, można zakładać wzdłuż osi nasypu w pewnych odstępach większe ładunki, ale dość głęboko

(2—3 m) (rys. 148); w tym wypadku wielkość ładunku materiału wybuchowego również określa się doświadczalnie; przy ostatniej metodzie rozluźnienia wierzchniej warstwy torfu można osiągnąć na szerokości do 14 m. Można również osiągnąć rozluźnienie wierzchniej



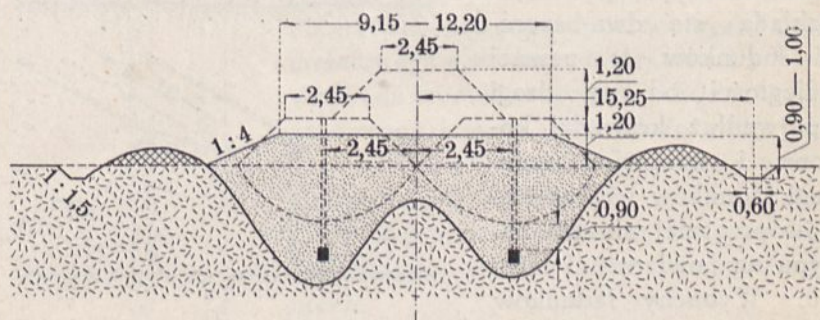
Rys. 149.

warstwy nieco inaczej (rys. 149), zakładając na odpowiedniej odległości od osi nasypu dwa rzędy ładunków; po wywołaniu ich wybuchu zakłada się wzdłuż osi projektowanego nasypu środkowy rząd ładunków zwykle głębszych i silniejszych.

Po wzruszeniu (rozluźnieniu) wierzchniej, zwykle włóknistej, warstwy torfu można przystąpić do stopniowej budowy nasypu, zaczynając z początku od osi drogi i usypując wąską groblę, aby na niej można było ułożyć tory kolejek roboczych

do przewożenia ziemi; tę wąską groblę stopniowo rozszerza się w obydwie strony. Daje to możliwość pograżenia budowanego nasypu w grunt błotnisty i stopniowego wyciskania na boki gruntu błotnisteo spod budowanego nasypu i częściowo zagęszczania go pod nasypem.

Inne sposoby zastosowania materiałów wybuchowych przedstawione są na rysunkach 150 i 151. Sposoby te mają na celu stabilizację błotnistej podstawy nasypu (rys. 150), bądź też usunięcie (wyciśnięcie) na boki warstwy gruntu błotnisteo przy pomocy materiałów wybuchowych (rys. 151).



Rys. 150.

Pierwszy sposób polega na założeniu 2 szeregów ładunków takiej siły, aby one zdołały rozsunąć grunt błotnisty częściowo na boki, częściowo ku środkowi; aby otrzymać należyty efekt działania, nad szeregami ładunków nasypujemy dwa nasypy takiej wysokości, aby ciężar ich zapobiegł wyrzuceniu w powietrze gruntu błotnisteo przez siłę wybuchu; energia wybuchu skierowana po linii najmniejszego oporu powoduje rozsuniecie gruntu błotnisteo na boki i skompromowanie jego w środkowej części podłoża budowanego nasypu. Po wywołaniu wybuchu dwóch rzędów ładunków materiału wybuchowego możemy przystąpić do budowy nasypu na podłożu, które utrwalone zostało częściowo (z boków) przez grunt z nasypów bocznych, który po wybuchu zastąpił grunt błotnisty, rozsunięty na boki, częściowo — przez skompromowanie gruntu błotnisteo w środkowej części budowanego nasypu. Sposób wypraktykowany został w stanie Michigan.

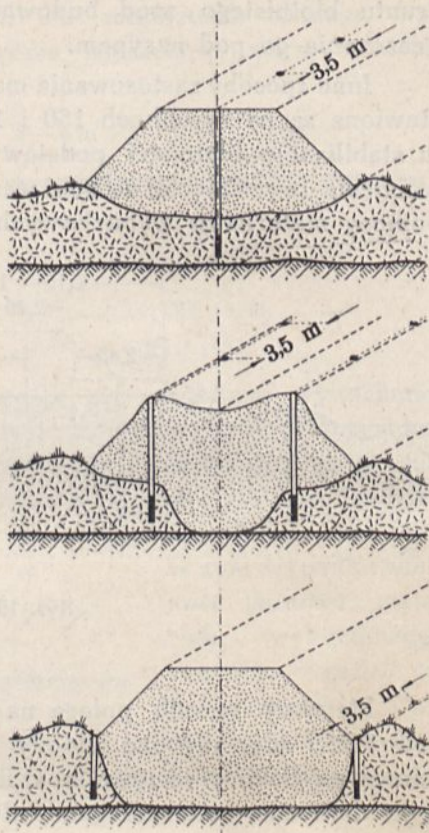
Drugi sposób (rys. 151) ma na celu stopniowe usuwanie gruntu błotnisteo spod nasypu w miarę jego wykonywania; naprzód wzdłuż osi nasypu zakładamy szereg ładunków odpowiedniej siły, po czym wykonywujemy groblę nasyp; wielkość ładunków — dobrana doświadczalnie — winna być taka, aby wywołać usunięcie części gruntu błotnisteo spod środka nasypu, po czym zakłada się dwa szeregi ładunków w pewnej odległości od osi drogi np. wzdłuż krawędzi korony i wreszcie 2 szeregi ładunków wzdłuż śladów przyszłej skarpy nasypu na powierzchni terenu. Wybuchy ładunków stopniowo wyciskają rzadki grunt błotnisty na boki, na jego miejsce obsuwa się grunt nasypany.

Praktyka przy budowie autostrad niemieckich daje cały szereg wskazówek praktycznych, z których notujemy najważniejsze.

1. Bardzo ważne jest dokładne określenie rodzaju gruntu błotnisteo, z jakim mamy do czynienia, jego grubości i określenie rodzaju stałego gruntu.

2. Przed przystąpieniem do budowy nasypu pożądane jest uprzednie wżruszenie wierzchniej włóknistej warstwy torfu, zwłaszcza gdy jest przerośnięta korzeniami.

3. Na nasyp najodpowiedniejsze są grunty piaszczyste; grunty gliniaste i kamieniste utrudniają zakładanie ładunków materiałów wybuchowych. Nad szeregami ładunków winien być

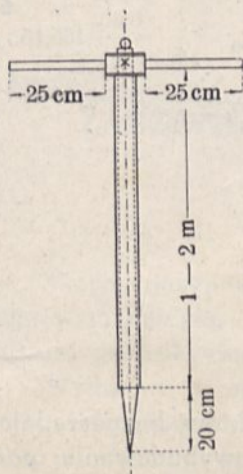


Rys. 151.

usypany nasyp o wysokości nie mniejszej, niż głębokość pokładu wyciskanego na boki gruntu błotnisteo.

4. Wielkość ładunków i odległość ich winna być tak dobrana, aby wybuch ich podnosił nasyp nie wyżej, niż na 1,0—2,0 m i nie rozrzucał go.

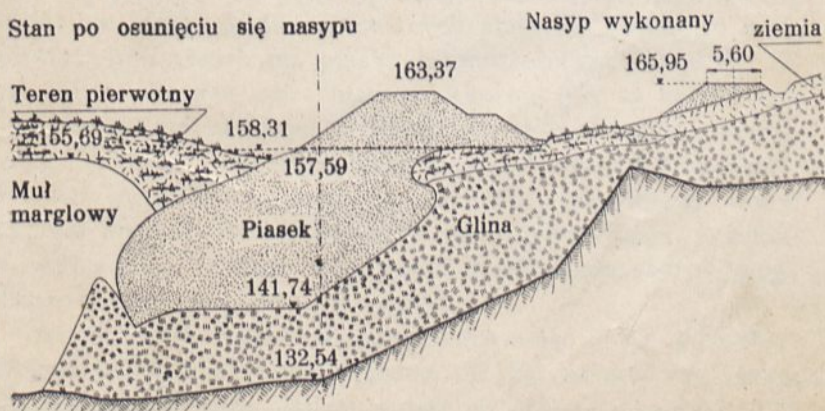
5. Zakładanie ładunków w otwory wykonane sposobem wiertniczym jest kosztowne; daleko ekonomiczniejsze jest zakładanie ładunków przez wypłukiwanie gruntu. Przy głębokościach założenia ładunków do 2,0 m wystarczy prosty przyrząd, złożony z rury o średnicy nieco większej, niż średnica patronów dynamitowych i pręta metalowego o średnicy takiej samej jak wewnętrzna średnica rury (rys. 152); pręt jest zaostroszony i może być włożony do rury. Przyrząd ten po wbiciu w grunt i wyciągnięciu pręta z rury daje możliwość założenia patronów dynamitowych; sposób stosowania jest prosty i nie wymaga objaśnienia.



Rys. 152.

*Konieczność badania dna błot.* Konieczne jest określenie głębokości dna błot zarówno w kierunku podłużnym (wzdłuż osi nasypu) jak również w kierunkach

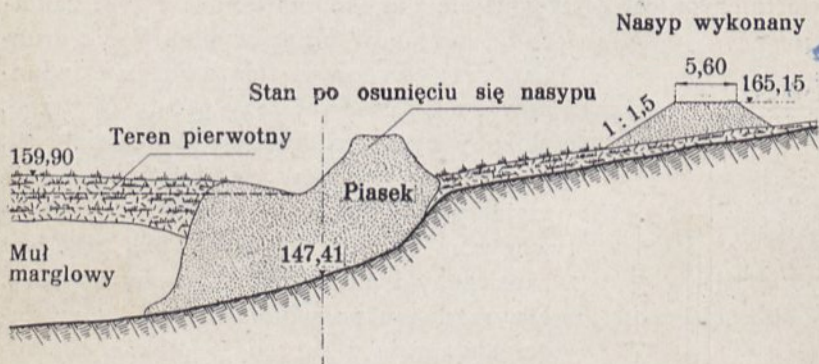
poprzecznych do osi: słowem niezbędny jest plan warstwicowy dna błota; potrzebne to jest zwłaszcza przy budowie nasypów



Rys. 153.

na błotach, powstałych na jeziorach polodowcowych, jakich mamy sporo na ziemiach polskich: mają one duże spadki powierzchni gruntu stałego (dna błota).

Przy budowie kolei węglowej pod Kościerzyną<sup>1)</sup> zbudowany nasyp usunął się, ponieważ był zbudowany na błocie, mającym znaczny spadek poprzeczny dna. Powierzchnią usu-



Rys. 154.

wową była powierzchnia gruntu stałego, o którą bezpośrednio lub pośrednio był oparty nasyp po jego wybudowaniu; poprzeczne przekroje wskazują przyczynę osunięcia się nasypu (rys. 153 i 154); z rysunków tych widać również, jak znacznie zwiększone zostały roboty ziemne wskutek niekorzystnego usytuowania nasypu. W rezultacie musiano przenieść tor kolei w miejsce wyższe, bezpieczniejsze.

<sup>1)</sup> Wykonanie nasypów na błotach (Budowa kolei Herby — Gdynia) Inż. Nowkuński. „Inżynier kolejowy” 1935.



## ROZDZIAŁ VI

# ZABEZPIECZENIE SKARP NASYPÓW I WYKOPÓW

### 1. Czynniki niszczące skarpy

Skarpy nasypów i wykopów, pozostawione bez odpowiedniego wzmocnienia, łatwo mogą być uszkodzone przez różne czynniki destrukcyjne.

Wymienić tu należy przede wszystkim czynniki atmosferyczne: niszcząco na skarpy działać może deszcz, gdy strumyki wody z deszczu spływają po skarpie i unoszą z sobą cząsteczki gruntu i w zależności od ich wielkości żłobią na powierzchni mniej lub więcej głębokie rowki; bardzo czułe są pod tym względem grunty o ziarnie bardzo drobnym, a więc grunty ilaste, gliniaste, a zwłaszcza lössowe. Wiatry również mogą wywoływać znaczne działanie niszczące, wywiewając drobniejsze ziarna gruntów, mających stale lub chwilowo małą spoistość (zwięzłość), np. piaski drobnoziarniste, suche ily lub lössy. Mróz również może niszczyć skarpy, gdy są nasiąknięte wodą, która przechodząc ze stanu płynnego w stały i powiększając objętość, rozluźnia powierzchnię skarp i po odmarznięciu czyni je podatniejszymi na działanie spływającej wody, przy tym niektóre grunty gliniaste mają właściwości pęcznienia, wchłaniając znaczne ilości wody; dzięki temu skarpy mogą deformować się w znacznym stopniu.

Konieczność zabezpieczenia skarp zająć może, gdy skarpom nadaje się pochylenie większe, niż kąt naturalnego stoku, właściwy dla danego rodzaju gruntu; zabezpieczenie jest tu konieczne, aby skarpy „nie spełzały”.

Wreszcie odpowiednie zabezpieczenie skarp jest konieczne wtedy, gdy są one narażone na działanie prądu wody, przepływającej wzdłuż skarp, np. gdy skarpy znajdują się na terenie zalewowym rzek lub potoków; szybkość przepływu wód ma tu wielki wpływ na wybór rodzaju zabezpieczenia.

## 2. Wybór sposobu zabezpieczenia skarp nasypów i wykopów

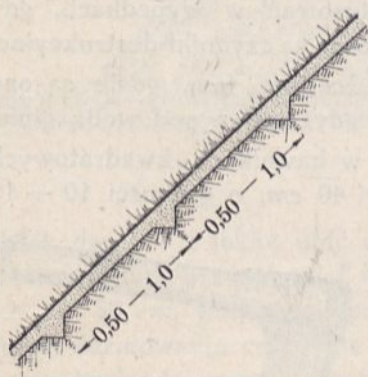
W zależności od właściwości gruntów, z jakich utworzone są skarpy i od warunków, w jakich się znajdują, stosowane są różne sposoby zabezpieczenia skarp wykonanych robót ziemnych.

W stosunkowo rzadkich wypadkach możemy nie stosować żadnego sposobu zabezpieczenia skarp, ograniczając się do konserwacji, polegającej na wyrównywaniu odkształceń i uszkodzeń; może to mieć miejsce, gdy skarpy są zbudowane z gruntu niewrażliwego na działanie czynników atmosferycznych i gdy nie są narażone na działanie prądu wody, przepływającej z pewną szybkością wzdłuż skarpy; wtedy nie zależy nam, aby powierzchnia skarp od razu była zabezpieczona; nie stosując żadnego zabezpieczenia skarp, liczymy się z tym, że naturalne zabezpieczenie skarp przez porost traw lub krzewów nastąpi z biegiem czasu w ciągu kilku sezonów letnich i, że zwłoka ta nie odbije się w znaczniejszym stopniu na trwałości robót ziemnych.

## 3. Sposoby zabezpieczania skarp nasypów i wykopów

*Obsiewanie skarp.* Jeżeli chcemy przyspieszyć porost trawy na skarpach nasypów i wykopów, obsiewamy je nasionami traw, mających gęste i drobne korzonki. Nasiona traw—zwykle mieszanki z kilku gatunków—nabywa się w handlu. Do mieszanek nie należy stosować koniczyny, lucerny i innych traw, mających długie i grube korzonki; w razie braku specjalnych nasion traw, można używać nasiona, jakie zwykle w sporej ilości znajdują się w okruchach siana pod stogami lub w stodołach; rezultaty w tym wypadku są gorsze.

Gdy skarpy są wykonane z gruntów, które same przez się są urodzajne, jak np. grunty gliniaste, lössy, piaszczyste z większą domieszką gliny itp., obsiewanie skutecznia się po ostatecznym wyregulowaniu skarp przy pomocy płaskiej, lekkiej i ostrej łopaty, osadzonej na długim, lekkim drążku długości 3,0—4,0 m. Robotnik przy wyrównywaniu skarp dzięki długiemu drążkowi ma duży zasięg i mniej uszkadza skarpe przez jej deptanie.



Rys. 155.

Jeżeli skarpy są zbudowane z gruntu nieurodzajnego, np. sypkiego piasku, marglu, łupku itp., skarpy należy przed obsianiem pokryć warstwą ziemi urodzajnej (humusem) o grubości 5 — 10 cm, a przy łupkach, otczakach itp. — 10 — 20 cm (rys. 155). Naturalnie w wypadku sto-

sowania warstw ziemi urodzajnej należy je uwzględnić przy określaniu poszczególnych wymiarów wykonywanych wykopów lub nasypów.

Obsiewanie wykonywamy ręcznie; aby było możliwie równomierne, mieszamy nasiona traw z kilkakrotnie większą ilością suchego piasku i dopiero taką mieszaninę rozsypujemy po skarpach, po czym z lekka zagrabiamy i ubijamy (przyklepujemy) drewnianymi deskami grubości 3 — 4 cm, długości 30 — 40 cm, osadzonymi na długich, giętkich drążkach.

Ilość nasienia zwykle wynosi 0,8 do 1,0 kg na 100 m<sup>2</sup>. Najlepszą porą dla obsiewania skarp jest wczesna wiosna, gdy skarpy są jeszcze wilgotne; wegetacja wtedy ma najlepsze warunki; w ciągu lata można trawę na skarpach skosić dwa razy i przyspieszyć tworzenie się darniny.

Nie jest wskazane obsiewanie skarp w lecie, kiedy zwykle jest mniej opadów i kielkujące nasiona mogą uschnąć.

Obsianie w jesieni może również nie dać dobrych wyników, gdyż mimo pory wilgotniejszej roślinność na skarpach może nie zdążyć się rozwinąć dostatecznie. Obsiewanie rzadko daje skarpe dobrze zabezpieczoną zaraz w ciągu pierwszego

lata; częściej dobre zamurawienie skarp następuje dopiero w drugim sezonie letnim.

*Darniowanie skarp.* Sposób ten zabezpieczenia skarp daje daleko prędzej rezultaty, niż obsiewanie, a w niektórych razach zaraz po wykonaniu.

Należy więc darniowanie stosować w wypadkach, gdy chcemy od razu uczynić skarpe odporną na czynniki destrukcyjne.

Darniowanie skarp nie jest celowe tam, gdzie są one większą część roku pod wodą, gdyż trawa pod wodą ginie.

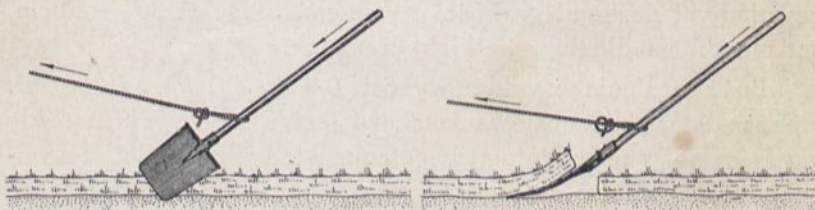
Darninę wycina się zwykle w kawałkach kwadratowych  $30 \times 30$  cm lub prostokątnych  $30 \times 40$  cm, o grubości 10 — 15 cm. Dla oszczędności staramy się darninę zdobyć przy wykonaniu wykopów, wykopów materiałowych i rowów oraz spod projektowanych nasypów.

Zdejmuje się darninę przy pomocy specjalnych noży (rys. 156) lub przy pomocy zwykłych łopat stalowych (rys. 157). Zebrana darnina, ułożona w stopy trawą do trawy, może leżeć 6 — 8 tygodni; w razie suszy należy ją polewać od czasu do czasu wodą, aby trawa w darninie nie zamarła.

Najodpowiedniejszy czas do darniowania: wiosna — do końca maja i jesień — od września, gdy mamy porę, w której



Rys. 156.

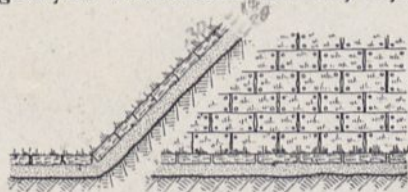


Rys. 157.

prędzej spodziewać się możemy więcej wilgoci, niż w miesiącach letnich; dla dobrej wegetacji darnina wymaga z początku wilgoci więcej, niż później, gdy trawa przyjmie się już na nowym miejscu.

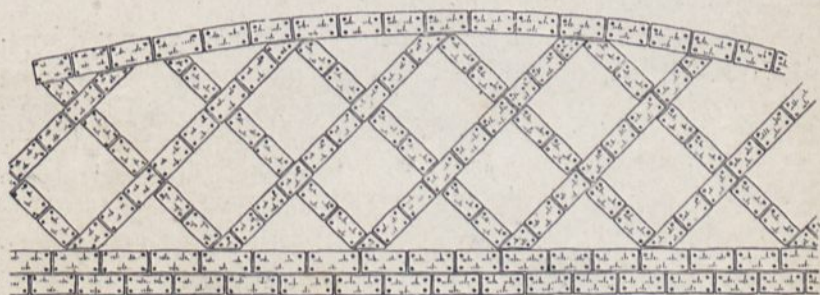
Sposobów darniowania jest kilka.

Darniować można na płask, układając darniny rzędami poziomymi, jak na rys. 158, aby szczeliny pomiędzy poszczególnymi kawałkami darniny były przewiązane. Jeżeli na skarpach mamy grunt nieurodzajny, lepiej dać pod darninę warstwę ziemi urodzajnej (humusu), aby darnina lepiej się przyjęła. Szczeliny należy wypełnić ziemią urodzajną. Gdy skarpa jest dość stroma



Rys. 158.

( $p < 1:1\frac{1}{2}$ ), należy każdy kawałek darniny z lekka ubić drewnianymi młotkami i przybić czterema lub przynajmniej dwoma kołeczkami o wymiarach  $2 \times 2 \times 30$  cm, wbijanymi prostopadle do powierzchni skarpy. Jeżeli darniowanie całkowite powierzchni skarp jest drogie lub mamy trudności w znalezieniu dostatecznej ilości darniny, możemy z gorszym wynikiem zastosować darniowanie w klatkę (rys. 159), zwłaszcza na skarpach wykopów, pokrywając



Rys. 159.

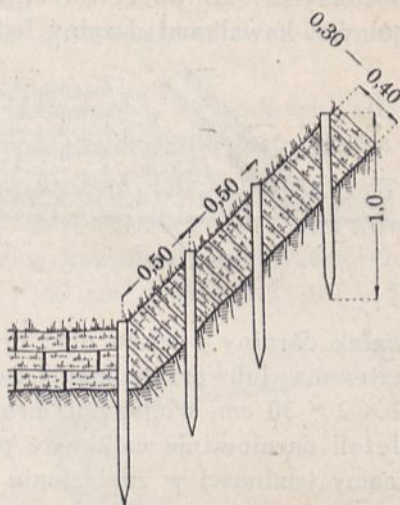
powierzchnię skarpy pasami darniny, krzyżującymi się pod kątem prostym, tworzącymi kwadraty ok.  $1,0 \times 1,0$  m, wolne od darniny, które wyrównywa się ziemią urodzajną i obsiewa trawą. Pasami darniny pokryć należy również brzegi skarpy wzdłuż jej śladu na terenie, jako też całkowicie należy odarniować skarpe w rowach nieco powyżej poziomu powierzchni największej spodziewanej wody.

Wzmocnienie skarp przez darniowanie w klatkę jest

wprawdzie oszczędniejsze, ale też na razie — w ciągu 2 — 3 pierwszych lat — od darniowania całkowitego słabsze, dopóki kwadraty wolne od darniny po obsianiu trawą nie utworzą darniny.

Jeżeli skarpy, które mamy darniować narażone są w pewnych niezbyt długich okresach na silny prąd wody, darniujemy rębem (rys. 160), warstwą grubości 0,30—0,40 m, układaną prostopadle do powierzchni skarpy lub też takiejże grubości warstwą, układaną poziomo z kawałków darniny, jak na rys. 161.

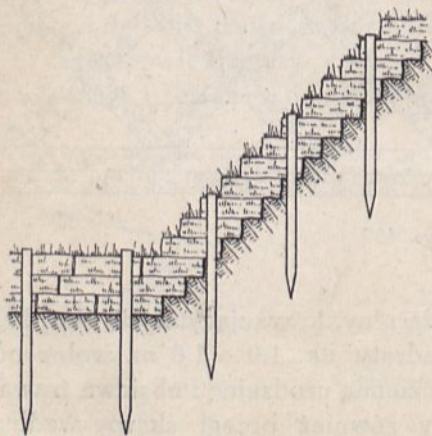
W obydwu wypadkach warstwę darniny należy przybijać do skarpy przy pomocy kołków długości 0,80—1,0 m.



Rys. 160.

*Wzmacnianie skarp przy pomocy sadzenia drzew i krzewów.* Jeżeli na powierzchni skarpy posadzimy drzewa lub

krzewy, szybko rosnące i mające liczne i drobne korzenie, nie wchodzące w głąb, a rozgałęziające się blisko powierzchni skarpy, otrzymać możemy dość mocne wzmocnienie skarpy. Nadaje się do tego celu wierzba, akacja, brzoza, różne gatunki wikliny. Zwykle sadzimy je rzędami poziomymi w porządku szachowym, dając na 1 m<sup>2</sup> jedną sadzonkę. Chroniąc skarpe od słońca, drzewa

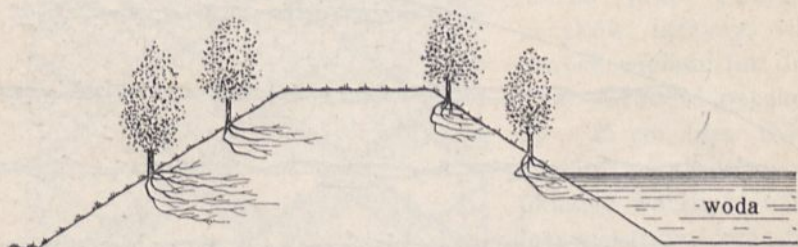


Rys. 161.

czy krzewy utrzymują skarpe w stanie wilgotnym.

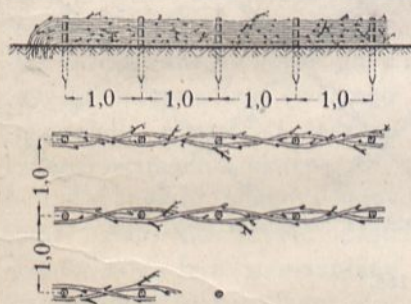
Możliwość i celowość zastosowania tego sposobu zależy od

miejsowych warunków. Np. nie jest wskazane obsadzanie skarp wykopów kolei żelaznych lub dróg wysokimi drzewami, gdyż drzewa te wywracając się w stronę toru mogą go zatarasować. Również nie jest wskazane sadzenie drzew lub krzewów (rys. 162) po stronie zewnętrznej nasypu, zbudowanego



Rys. 162.

dla spiętrzenia wody, gdyż korzenie drzew lub krzewów dążą w kierunku, gdzie ziemia jest więcej wilgotna, a więc w kierunku wody; mogą one z czasem wywołać przesączenie się wody wzdłuż nich, a niekiedy — rozmycie nasypu. Korzenie drzew i krzewów, posadzonych na skarpie od strony wody, dążąc ku niej, nie będą przenikać w głąb nasypu, rozrastają się płytko pod powierzchnią skarp i wzmacniają je. Takie wzmocnienie jest dobre, zwłaszcza

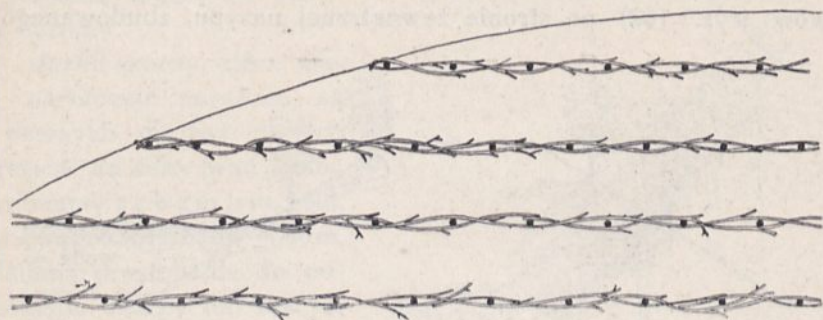


Rys. 163.

w pobliżu poziomu spiętrzonej wody, gdyż chroni skarpe od niszczącego działania falowania wody.

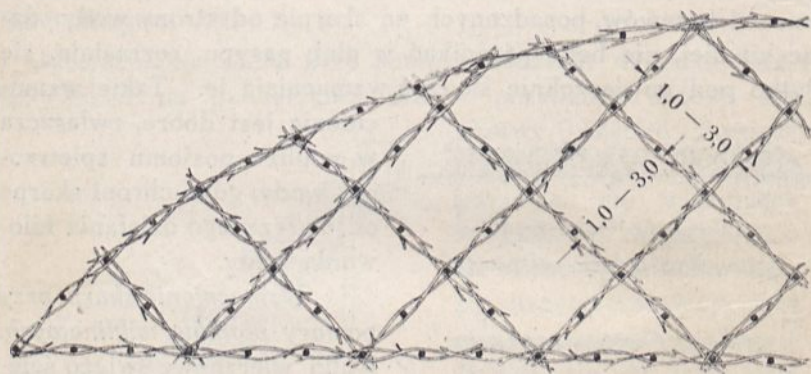
*Wzmacnianie skarp przy pomocy płotków wiklinowych.* Kolki wierzbowe świeżo ścięte długości 60 — 100 cm, grubości 2—3 cm, wbijamy grubszymi końcami do ziemi, prostopadle do powierzchni skarpy, rzędami w odległości co 1,0 m tak, żeby wystawały nad powierzchnią skarpy 20—40 cm (rys. 163). Kolki te oplatamy świeżo ściętą wikliną, wpychając jej grubsze końce do ziemi, aby się przyjęła. Płotki budujemy rzędami poziomymi (rys. 164) lub też w postaci klatek (rys. 165), wypełniając przestrzeń mię-

dzy nimi ziemią urodzajną. Jeżeli płotki są zbudowane z materiału świeżego na wiosnę lub jesienią — zwykle dobrze się przyjmują i rozrastają; gdy zaś są zbudowane w lecie



Rys. 164.

lub z materiału nie dość świeżego, trzeba się liczyć z tym, że w ciągu kilku lat zgniją, a w tym czasie skarpa pokryje się darnią.



Rys. 165.

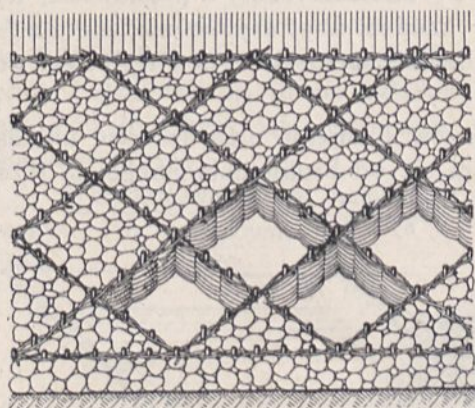
Wzmacnianie skarp przy pomocy płotków wskazane jest przy gruntach o ziarnie drobnym (glinach, lössach), wrażliwych na wodę powierzchniową i łatwo przez nią żłobionych.

Gdy skarpy takie są narażone na silny prąd wody (np. skarpy nasypów w terenie zalewowym rzek i potoków) zamiast wypełniania przestrzeni między płotkami ziemią roślinną, mo-



żemy zastosować wypełnienie kamieniem bądź narzuconym luźno, bądź ułożonym w postaci bruku (rys. 166).

*Wzmacnianie skarp przy pomocy faszynowania.* Skarpy



Rys. 166.

narażone na silny prąd wody (stały) wzmacniać można przy pomocy pęczków faszyny, wiązanych wiciami lub drutami. Grubość pęczków 20 — 25 cm (rys. 167b). Zamiast pęczków można układać warstwę luźnej faszyny; grubość warstwy 20 — 25 cm (rys. 167a).

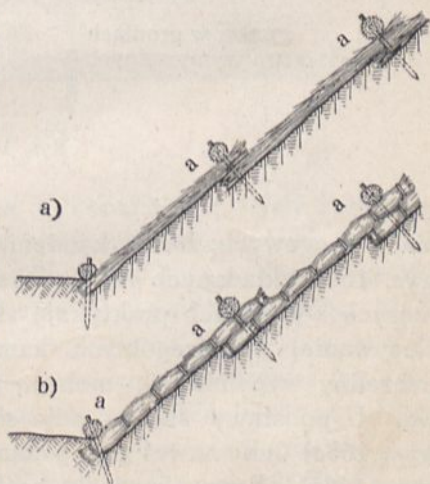
Faszyna jest umocowywana na skarpie kolkami wierzbowymi długości 1,0 — 1,5 m,

grubości 5 — 7 cm, z pomocą poprzecznych poziomo ułożonych „kiszek faszynowych” (oznaczonych literą a na rys. 167).

Należy tak układać faszynę lub pęczki z faszyny, aby grubsze jej końce były przysypywane ziemią, a cienkie skierowane ku górze, gdyż wtedy faszyna ze świeżego materiału porasta i jeszcze więcej wzmacnia skarpe.

Wreszcie skarpy narażone stale na szybki prąd wody mogą być wzmacniane materacami faszynowymi, stosowanymi w budownictwie wodnym; szczegóły ich budowy są opisywane w dziełach o budownictwie wodnym.

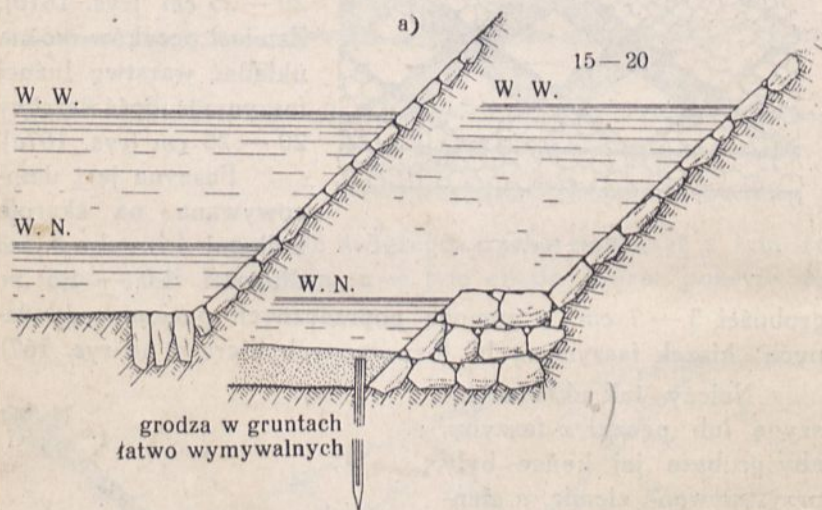
*Wzmacnianie skarp brukiem lub narzutem kamiennym.* Sposób ten radykalnie wzmacnia skarpy i uodparnia je na działanie destrukcyjne wody.



Rys. 167.

Bruk kamienny układany na skarpie wykonywa się inaczej, niż bruk stanowiący jezdnię drogową. Wartość techniczna kamienia nie odgrywa tu większej roli; wymagana jest tylko pewna odporność na wpływy atmosferyczne, a mianowicie, wymagać należy, aby użyty kamień zbyt szybko nie wietrzał — w ciągu kilkunastu lub kilkudziesięciu lat — pod wpływem wody i mrozu.

Co do formy i wymiarów kamienia oraz sposobu układania również bruk taki różni się od bruku układanego na jezd-



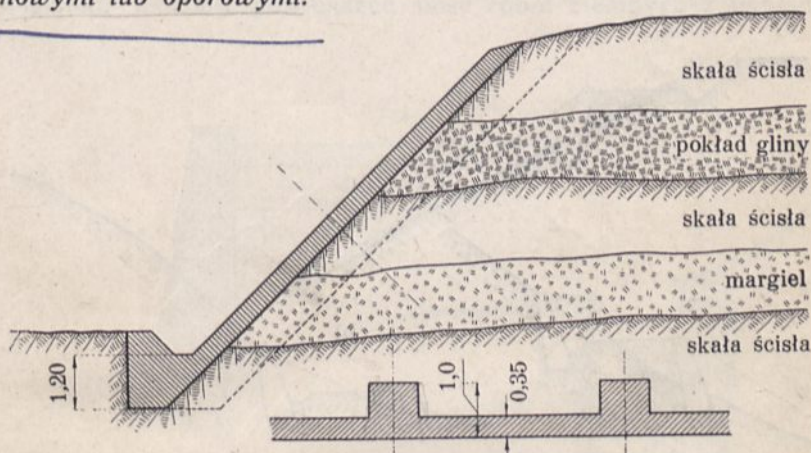
Rys. 168.

niach drogowych; forma kamienia pożądana jest w postaci płyt (rys. 168), układanych możliwie szczelnie na płask; w niektórych wypadkach praktykuje się nawet dopasowywanie (przyciosywanie) poszczególnych kamieni, aby bruk był szczelny. Szczeliny wypełnia się mchem, perzem lub zaprawą cementową. U podstawy skarpy daje się oporę z większych kamieni (rys. 168a) lub nawet odsyp kamienny lub suchy mur, jak na rys. 168b. Przy skarpach brukowanych można dopuszczać pochylenie 1 : 1, lepiej jednak dawać pochylenie 1 : 1½, a przy bardzo silnym prądzie nawet 1 : 3. Gdy prąd wody jest silny, a grunt skarpy jest łatwy do wymulania, czasami będziemy zmuszeni do pokrycia skarpy brukiem podwójnym lub oskało-

waniem (narzutem kamiennym), które można utrwalić przy pomocy siatek drucianych.

Wzmocnienie płytami betonowymi lub żelbetowymi. Nie wielkie płyty betonowe, kwadratowe lub sześciokątne o średnicy 0,25 m lub większej, o grubości 10 — 15 cm lub żelbetowe płyty o grubości do 10 cm układane ściśle jedna obok drugiej, aby szczeliny były jak najwęższe, — mogą dać mocne zabezpieczenie skarp.

Wzmocnienie skarp nasypów i wykopów murami okładzinowymi lub oporowymi.



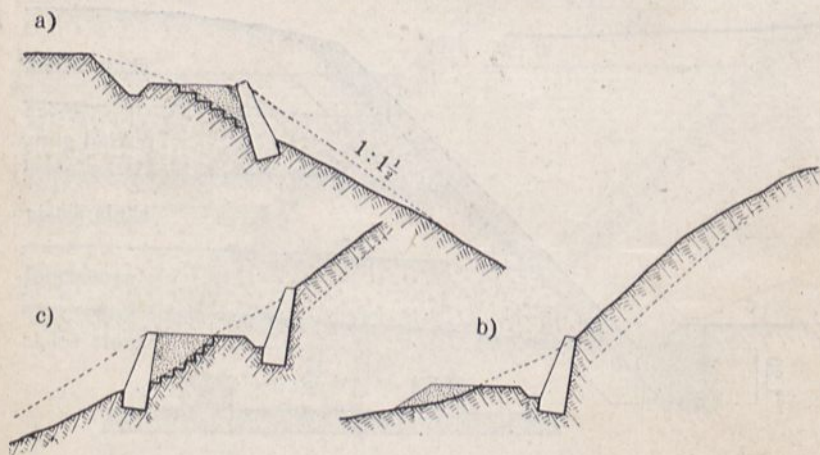
Rys. 169.

Gdy grunt macierzysty w wykopach jest ścisły i zwięzły tak, że nie należy się obawiać spękania jego nawet przy zastosowaniu stromych skarp i gdy grunt ten z drugiej strony czuły jest na wpływy atmosferyczne (np. pokłady marglu, które po obnażeniu łatwo wietrzeją), stosujemy wtedy tzw. mury okładzinowe z kamienia na zaprawie cementowej lub z betonu; ponieważ nie są one narażone na ciśnienie ziemi, przeto grubość ich może być nieznaczna, wystarczająca dla ciśnienia od własnego ciężaru (rys. 169); przy większych płaszczyznach takich murów wystarczają pogrubienia („żebra”), aby utrzymać je w równowadze przez powiększenie przekroju poprzecznego takich murów.

W innych — na ogół częstszych — wypadkach będziemy mieć do czynienia z ciśnieniem mas ziemi na mury i budować

wtedy będziemy mury oporowe, które nie tylko zabezpieczają powierzchnię skarpy przed niszczącym działaniem czynników destrukcyjnych, ale również przyjmują na siebie ciśnienie — nieraz znaczne — mas ziemi.

Zasady obliczania ciśnienia mas ziemi i nadawania murom oporowym kształtu celowego podawane są w statyce budowli bądź też w dziełach specjalnych; poprzestaniemy na wskazówkach ogólnych, jakie kształty murów oporowych są celowe ze względów teoretycznych i praktycznych i w jakich wypadkach, jakie mury oporowe należy stosować.



Rys. 170.

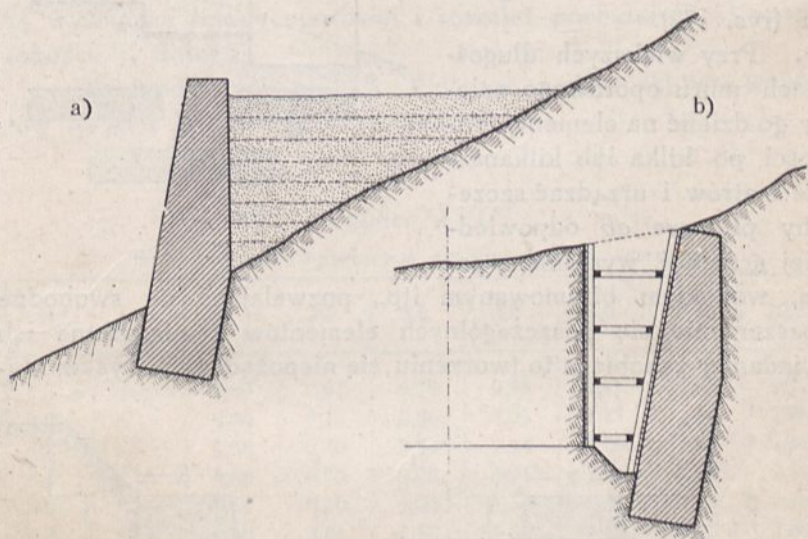
Ze względu na konstrukcję i materiały, z których budowane są mury, dzielimy je na następujące kategorie: 1) mury oporowe suche, układane z kamienia formy prawidłowej lub nieprawidłowej bez użycia zaprawy, najwyżej z użyciem mchu lub perzu dla wypełnienia szczelin; 2) mury oporowe na zaprawie — zwykle cementowej — z kamienia lub dobrze wypalonej cegły oraz mury z betonu; 3) mury żelbetowe.

Wypadki, w jakich zachodzi potrzeba stosowania murów oporowych, są różnorodne; przytaczamy dla przykładu następujące.

Gdy nasyp lub wykop jest położony na zboczu (rys. 170), skarpe wykopu lub nasypu otrzymujemy zbyt długą, co wpływa na zwiększenie ilości robót ziemnych, a więc i ich koszt oraz

na wysokość kosztu utrzymania w porządku skarp o wielkich powierzchniach; aby tego uniknąć stosujemy mury oporowe dla zmniejszenia nasypu (rys. 170a) lub wykopu (rys. 170b); mogą być wypadki, kiedy trzeba zastosować z obydwóch stron drogi czy kolei ściany oporowe (rys. 170c).

Mury suche muszą być zawsze znacznie grubsze, niż mury na zaprawie lub betonowe; dlatego można je stosować tam, gdzie o kamień jest łatwo; dla podtrzymywania skarp nasypów są one odpowiedniejsze, niż dla wykopów, gdyż w ostatnim wypadku musimy powiększać ilość robót ziemnych z powodu



Rys. 171.

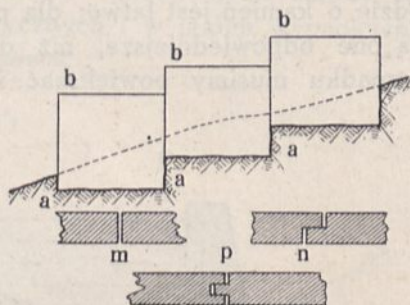
większej objętości suchego muru, niż muru na zaprawie. Mury na zaprawie mogą wytrzymywać parcie ziemi, na które są obliczone, dopiero po zupełnym związaniu zaprawy, co wymaga przy zwykłym cemencie portlandzkim kilku tygodni czasu; należy o tem nie zapominać przy budowie takich murów i obciążać je parciem ziemi dopiero po upływie czasu, potrzebnego do związania zaprawy: nasypy należy wykonywać dopiero po upływie tego czasu (rys. 171a), a w wykopach mury oporowe trzeba wykonywać krótkimi odcinkami — po kilka metrów — i na czas wiązania zaprawy podpierać je odpowiednimi kon-

strukcjami (rys. 171b), które można usuwać dopiero po zupełnym związaniu zaprawy.

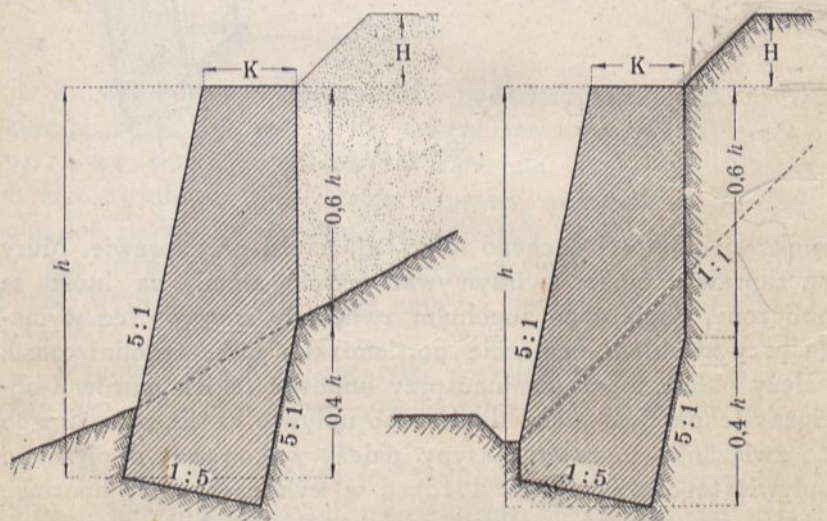
Również nie należy zapominać, aby podstawa murów oporowych była założona od powierzchni terenu nie wyżej linii zamierzania gruntu (dla warunków polskich 1,2—1,8 m).

Jeżeli mur oporowy budujemy na większym spadku, podstawa fundamentu może być wykonana schodkami z warunkiem, aby najbliższej powierzchni terenu leżące punkty *a* nie były położone wyżej, niż linia przemarzania gruntu (rys. 172).

Przy większych długościach muru oporowego należy go dzielić na elementy długości po kilka lub kilkanaście metrów i urządzać szczeliny pionowe *ab* odpowiedniej grubości, wypełnione papą, wojłokiem bitumowanym itp., pozwalające na swobodne rozszerzanie się poszczególnych elementów i niezależne ich osiadanie; zapobiega to tworzeniu się niepożądanych rys w mu-



Rys. 172.



Rys. 173.

rach oporowych. Szczeliny te mogą przechodzić w poprzek muru tak, jak na rys. 172 (*m, n, p*).

Kształt murów oporowych dobierany jest tak, aby krzywa ciśnienia była możliwie bliżej środka przekroju poprzecznego muru i w żadnym wypadku nie wychodziła poza granice jądra przekroju (środkowej  $\frac{1}{3}$  przekroju poprzecznego).

W różnych kalendarzach i podręcznikach technicznych znajdujemy tablice z wymiarami różnych typów ścian oporowych.

Dość często spotykamy tablice wymiarów ścian oporowych na zaprawie typu, podanego na rys. 173, o powierzchni zewnętrznej pochyłej (5 : 1), a wewnętrznej — pionowej na  $\frac{2}{3}$  wysokości ściany oporowej i również pochyłej (5 : 1) na wysokości  $\frac{1}{3}$  dolnej.

Dla typów tych prof. K. Wątorok podaje tablice wymiarów XVIII i XIX według rys. 173.

*Tablica XVIII*

*Wymiary ścian oporowych na zaprawie dla nasypów*

H	h =	1,0 m	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0
1,0 m	K =	0,60	0,65	0,79	0,98	1,17	1,55	2,12
2,0	K =	0,60	0,70	0,86	1,06	1,27	1,68	2,29
4,0	K =	0,60	0,70	0,92	1,14	1,36	1,80	2,46
6,0	K =	0,60	0,75	0,98	1,21	1,44	1,91	2,59
8,0	K =	0,60	0,80	1,04	1,28	1,52	2,01	2,74
10,0	K =	0,60	0,80	1,10	1,85	1,60	2,10	2,85

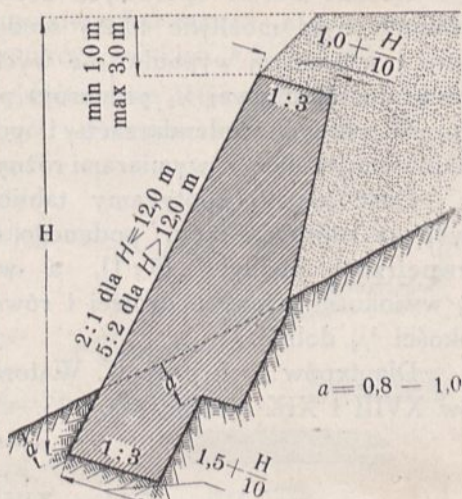
*Tablica XIX*

*Wymiary ścian oporowych na zaprawie dla wykopów*

H	h =	1,0 m	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0
1,0 m	K =	0,55	0,60	0,65	0,78	0,96	1,15	1,51	1,88
2,0	K =	0,55	0,60	0,65	0,79	0,98	1,17	1,54	1,92
4,0	K =	0,55	0,60	0,70	0,84	1,03	1,23	1,61	1,99
6,0	K =	0,55	0,60	0,70	0,90	1,09	1,29	1,68	2,07
8,0	K =	0,55	0,60	0,75	0,95	1,15	1,35	1,74	2,14
10,0	K =	0,55	0,60	0,80	1,00	1,20	1,41	1,84	2,22

Przy murach oporowych suchych wymiary są większe i pochylenie skarp murów łagodniejsze. Na rys. 174 podane zostały wymiary i proporcje takich murów w zależności od ich wysokości i wysokości nasypów, obciążających te mury.

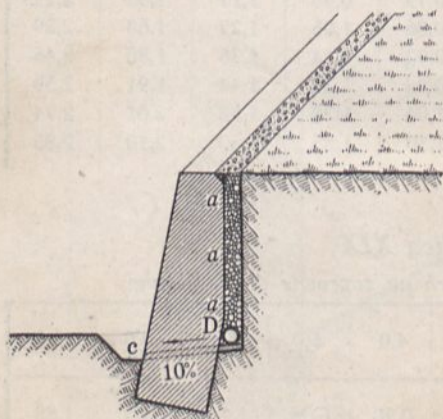
Wymiary te podano dla orientacji; przy poważniejszych robotach należy przeprowadzać badania gruntów, w jakich będą budowane mury oporowe, i warunków miejscowych, w jakich się te grunty znajdują, zwłaszcza ich wilgotności; na zasadzie tych danych należy przeprowa-



Rys. 174.

dzić indywidualne obliczenia statyczne projektowanych murów, opierając się na zasadach i danych, jakie daje nam mechanika

gruntów i nowsze wyniki badań z tej dziedziny. Przy budowie murów oporowych należy pamiętać o potrzebie usuwania zza murów wody przy pomocy drenów, układanych z kamienia, cegieł lub sączków ceglanych lub betonowych (rys. 175), ułożonych z odpowiednim spadkiem podłużnym. Aby woda łatwiej mogła się zbierać w tym drenie należy za murem oporowym umieścić warstwę drenu-



Rys. 175.

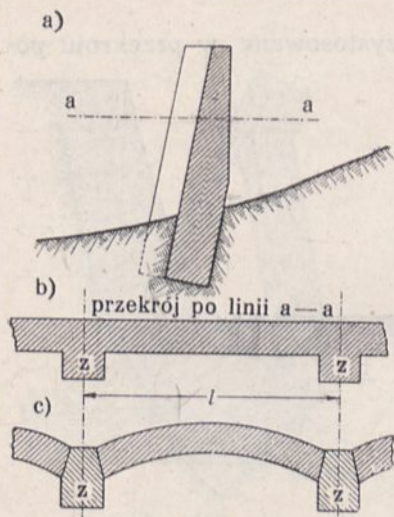
jąca (aaa na rys. 175) — piasku, żwiru, tłucznia. Co kilka lub kilkanaście metrów należy dawać kanaliki poprzeczne



w murze oporowym ( $CD$ ), odprowadzające wodę do rowu przydrożnego.

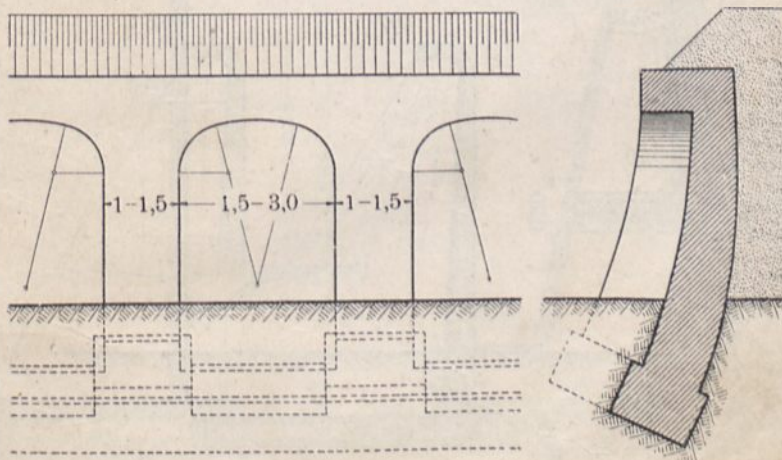
**Mury oporowe złożone.**

Gdy mury oporowe są długie i wysokie, w celu zmniejszenia kubatury murów, ale przy zachowaniu ich statyczności, stosujemy mury oporowe złożone (rys. 176), wzmocnione filarami (zastrzałami)  $z$ , rozstawionymi w takich odległościach, aby między nimi cienki mur oporowy mógł wytrzymać parcie ziemi, które go wygina na zewnątrz na długości  $l$  (rozstawienia zastrzałów); natężenia materiału muru oporowego (w środku  $l$  największe) należy sprawdzić i zwrócić uwagę, aby nie przekroczyło norm dozwolonych.



Rys. 176.

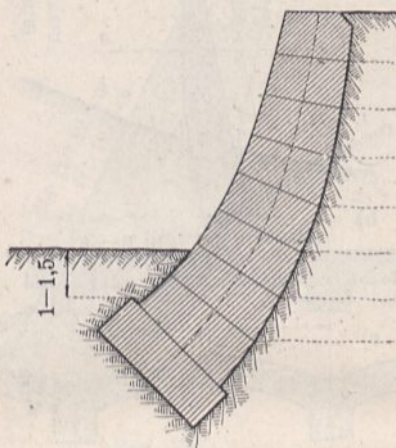
Aby zmniejszyć jeszcze więcej natężenia rozciągające lub też ich uniknąć, nadaje się murom oporowym między zastrzałami kształt sklepienia (rys. 176c). Mury takie wymagają szczegółowych obliczeń, indywidualnych dla każdego wypadku.



Rys. 177.

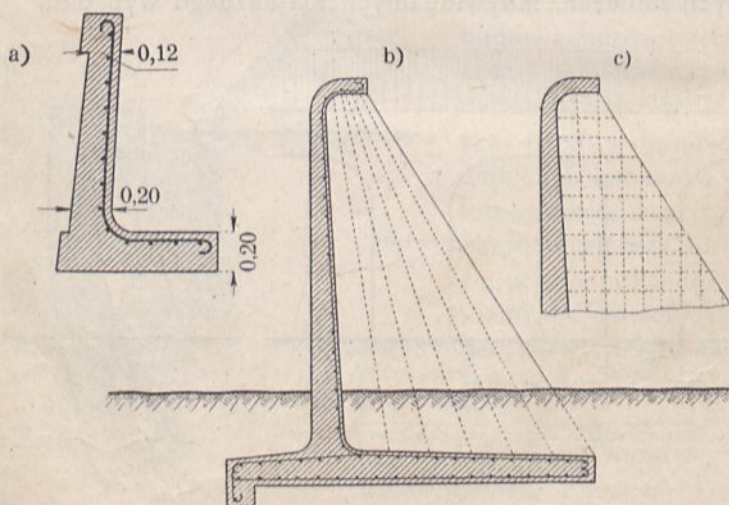
**Mury arkadowe.** Przy budowie dróg lub kolei na stokach często wypada stosować mury arkadowe (rys. 177), dające duże oszczędności na kubaturze; obliczenia statyczne indywidualne i tu są konieczne.

**Mury angielskie.** Są one przystosowane w przekroju poprzecznym, aby krzywa ciśnienia przechodziła możliwie blisko środka przekroju, a warstwy muru układane są tak, aby powierzchnie ograniczające poszczególne warstwy były prostopadłe do tej linii w miejscu przecięcia się ich. Budując takie mury, należy zasypywać ziemię za nimi w miarę ich wznoszenia, gdyż bez zasypiania ziemią byłyby niestacyjne. Nadają się na mury bulwarowe, gdyż kształt powierzchni zewnętrznej pozwala na dogodny dojazd statków do samego muru oporowego (rys. 178).



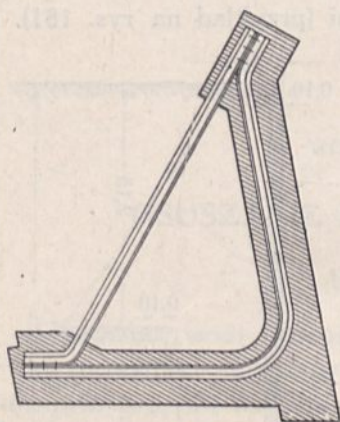
Rys. 178.

**Mury oporowe żelbetowe.** Konstrukcje te, racjonalnie zaprojektowane i obliczone, dają w wielu wypadkach rozwiąza-

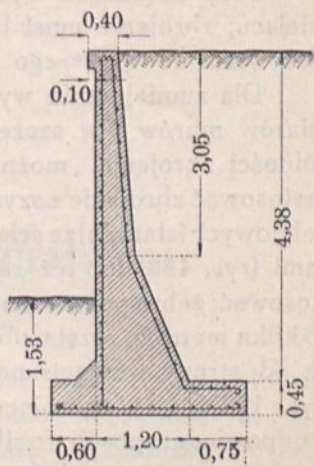


Rys. 179.

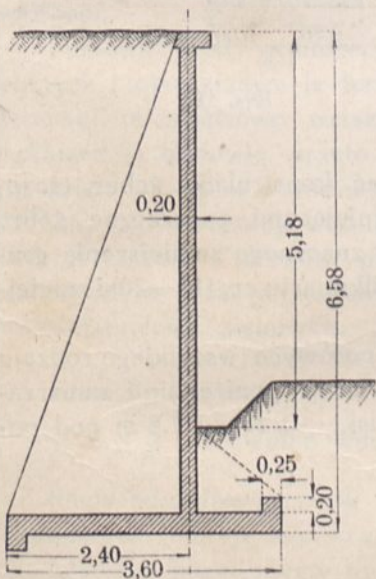
nie tanie, a mury zupełnie odpowiadające przeznaczeniu. Po-  
dane są przykłady różnych konstrukcyj oporowych murów żel-  
betowych.



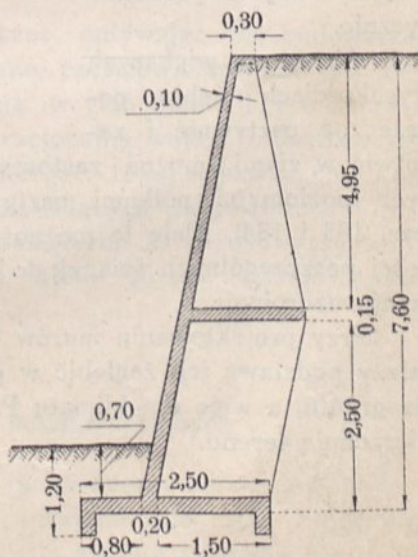
Rys. 180.



Rys. 181.



Rys. 182.

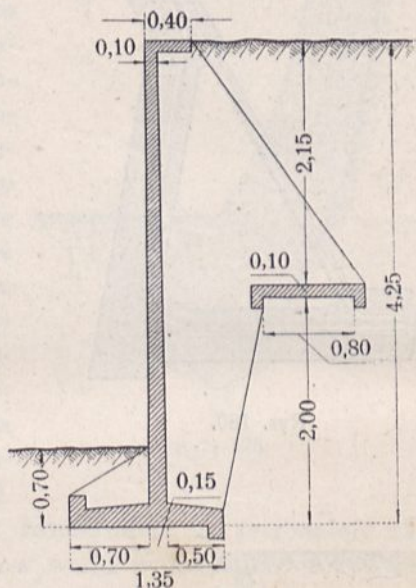


Rys. 183.

Przy mniejszych wysokościach wystarczy mur typu *a* na rys. 179. Konstrukcja taka może być wyprodukowana w odpowiednich wytwórniach i przewożona na miejsce przeznaczenia.

Przy większych wymiarach murów należy je budować na miejscu; zbrojenie musi być silniejsze, a grubość muru przystosowana do większego parcia ziemi (przykład na rys. 181).

Dla zmniejszenia wymiarów murów i w szczególności zbrojenia, można zastosować zbrojenie z szyn kolejowych (starych) ze ściągami (rys. 180) lub też zastosować żebra poprzeczne co kilka metrów, rozstawione od strony wewnętrznej (rys. 179 *b* i *c*), uzbrojone w odpowiedni sposób do sił działających na te żebra. Można żebra usztywniające dawać po stronie wewnętrznej, jak na rys. 182, podanym zupełnie schematycznie.



Rys. 184.

Aby przy większych wysokościach żebra poprzeczne usztywnić i zakotwić w ziemi, można zastosować konstrukcję żeber, łączonych poziomymi półkami usztywniającymi poprzeczne żebra (rys. 183 i 184). Daje to możliwość znacznego zmniejszenia grubości poszczególnych ścianek do kilkunastu *cm* (10—20) i zmniejszenia uzbrojenia.

Przy projektowaniu murów oporowych wszelkiego rodzaju należy podstawę ich zagłębić w gruncie poniżej linii zamrzania gruntu, a więc dla klimatu Polski—1,20 do 1,8 *m* pod powierzchnią terenu.

## ROZDZIAŁ VII

# OSUSZANIE ROBÓT ZIEMNYCH

### 1. Uwagi ogólne

Zarówno wody atmosferyczne, jak zaskórne (gruntowe), w zależności od miejscowych warunków w mniejszym lub większym stopniu działają destrukcyjnie na budowie ziemne. Walka z niszczącym działaniem wody prowadzona być powinna w kilku kierunkach.

Skarpy nasypów i wykopów zabezpiecza się przed działaniem wód atmosferycznych, wzmacniając je takim lub innym sposobem.

Ponieważ wody atmosferyczne, spływając po budowlach ziemnych i otaczającym je terenie, częściowo spływają po powierzchni, a częściowo wsiąkają w głąb budowli i w tereny otaczające te budowle, przeto racjonalna walka z destrukcyjnym działaniem wód powinna polegać: 1) na najszybszym i dokładnym odprowadzeniu wód, spływających po powierzchni budowli ziemnych i terenów przyległych; 2) na usuwaniu wód zaskórnych w tych wypadkach, kiedy są one szkodliwe dla trwałości budowli ziemnych.

### 2. Usuwanie wód powierzchniowych

*Rowy odwadniające.* W celu usunięcia ich wzdłuż budowli ziemnych buduje się rowy odwadniające. Aby woda do nich spływała, kształtujemy budowle ziemne tak, aby nie było powierzchni poziomych lub wklęsłych; z tego względu koro-

nom dróg, kolei żelaznych czy wałów ochronnych nadajemy spadki poprzeczne dwustronne lub jednostronne. Rowom nadajemy przekrój poprzeczny bądź trójkątny, bądź trapezowy (rys. 185).

Z wielu względów rowy trójkątne są racjonalniejsze niż rowy trapezowe, gdyż mogą być łatwo wykonywane przy pomocy maszyn dla profilowania dróg, ale za to wymagają szerszego pasma jezdni.

Co do własności hydraulicznych<sup>1)</sup> porównanie ich przedstawia się jak następuje:

W rowach przepływ  $Q = S \cdot v$ , gdzie  $Q$  — przepływ w  $m^3$ ,  $S$  — powierzchnia poprzeczna (przekrój poprzeczny w  $m^2$ ),  $v = c \sqrt{R \cdot i}$  — szybkość przepływu w  $m/sek$ ;  $R = \frac{S}{P}$ ;  $P$  — obwód zwilżony,  $i$  — spadek dna rowu,  $c$  — spólczynnik tarcia =

$$\frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

$n$  — dla rowów z darniny lub ziemi = 1,30.

Jeżeli dla przekrojów *a*) i *b*) na rys. 185 zastosujemy powyższe wzory, otrzymamy następujące rezultaty:

*a*) dla rowu trójkątnego:

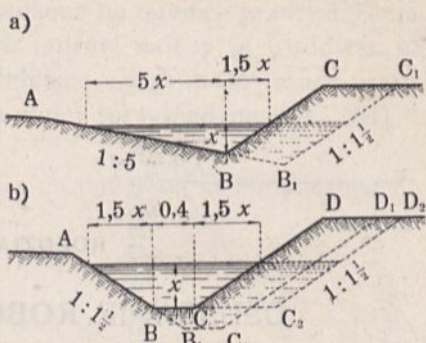
$$S = 3,25 x^2,$$

$$P = 6,9 x,$$

$$R = \frac{S}{P} = 0,47 x,$$

$$c = \frac{60 \sqrt{x}}{0,68 \sqrt{x} + 1,3},$$

$$v = \frac{40,89 \cdot x \sqrt{i}}{1,3 + 0,68 \sqrt{x}},$$



Rys. 185.

<sup>1)</sup> L. Borowski. Warunki techniczne projektowania ulepszonych dróg gruntowych. Referat na I Kongr. Drogowy Polski. 1928.

$$Q = S \cdot v = 3,25 x^2 \cdot \frac{40,89 x \sqrt{i}}{1,3 + 0,68 \sqrt{x}} \quad \dots \quad (1)$$

b) dla rowu trapezowego:

$$S = 1,5 x^2 + 0,4 x,$$

$$P = 3,6 x + 0,4,$$

$$R = \frac{S}{P} = \frac{1,5 x^2 + 0,4 x}{3,6 x + 0,4},$$

$$v = \frac{87 \sqrt{i} \cdot \frac{1,5 x^2 + 0,4 x}{3,6 x + 0,4}}{1,3 + \sqrt{\frac{1,5 x^2 + 0,4 x}{3,6 x + 0,4}}},$$

$$Q = S \cdot v = \frac{87 \sqrt{i} \cdot \frac{(1,5 x^2 + 0,4 x)^2}{3,6 x + 0,4}}{1,3 + \sqrt{\frac{1,5 x^2 + 0,4 x}{3,6 x + 0,4}}} \quad \dots \quad (2)$$

Jeżeli wzory powyższe zastosować dla różnych wymiarów  $x$  w rowach trójkątnych lub trapezowych i różnych spadków, otrzymamy różne wartości dla szybkości przepływu  $v$  i jego wielkości  $Q$ .

Rezultaty otrzymane z tych obliczeń wykazują, że rowy trójkątne przepuszczają te same ilości wody przy daleko mniejszych szybkościach, niż rowy trapezowe o tych samych głębokościach. Z tego względu rowy trójkątne są bezpieczniejsze ze względu na wymulanie, które następuje, gdy szybkość przepływu wody w rowie przekracza pewną granicę, zależną od rodzaju gruntu. Szybkość przepływu wody z tego względu nie powinna przekraczać pewnych norm, określanych doświadczalnie, z drugiej strony nie powinna być również mniejsza, niż pewne normy praktyczne, przy których rowy zamulają się przez bardzo drobne cząsteczki gruntu osiadające na dnie i następnie zarastają. Normy te podane są w tablicy XX<sup>1)</sup>.

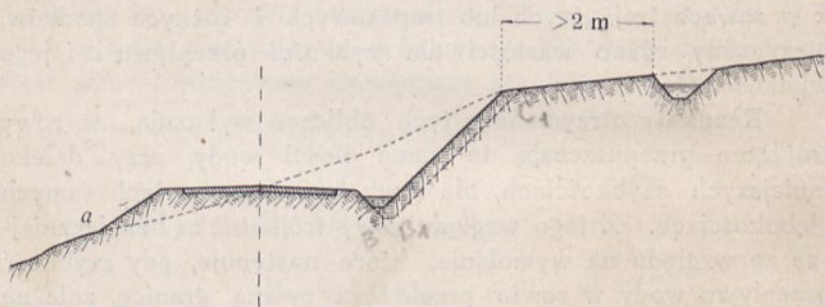
<sup>1)</sup> Z podręcznika technicznego „Technik”.

## Tablica XX

### Dopuszczalna szybkość wody w rowach

Rodzaj gruntu	$v_{max}$ m/sek	$v_{min}$ m/sek
Szlam i brunatna glina garncarska	0,15	0,08
Glina chuda lub tłusta	0,20	0,10
Piasek rzeczny	0,13	0,06
Zwir	1,22	0,70
Dno z głazów	1,52	0,90
Łupki	2,22	1,49
Skąły twarde niewarstwowe	4,27	3,14

Poza tym rowy trójkątne przy budowie dróg często mogą być wykonywane przy pomocy specjalnych maszyn, używanych do profilowania poprzecznego dróg gruntowych (równaczy lub włoków do rowów), co może dawać pewne oszczędności; również ze względu na ruch kołowy na drogach są one bezpieczniejsze; ujemną stroną rowów trójkątnych jest ta, że rowy trójkątne wymagają znacznie więcej miejsca, niż rowy trapezowe, co przy wąskich pasach gruntu, przeznaczanych na drogi lub koleje, może w wielu wypadkach grać rolę poważną i przemawiać na korzyść rowów formy trapezowej.



Rys. 186.

**Rowy ochronne.** Gdy do rowów przydrożnych splywa duża ilość wody, normalne przekroje rowów odwadniających mogą nie wystarczać i wtedy może być mowa o pogłębieniu lub rozszerzaniu ich (np. według linii  $BB_1C_1$ ,  $BB_1C_1D_1$  lub  $CC_2D_2$  na rys. 185); takie pogłębienie czy poszerzenie rowów



może być niedogodne ze względu na potrzebę rozszerzenia, nieraz dość znacznego, pasa drogowego (rys. 185) i powiększenia ilości robót ziemnych.

Gdy do rowu przydrożnego sływa duzo wody ze zbocza, a nie chcemy lub nie możemy go poszerzać lub pogłębiać, w celu zmniejszenia ilości wody w rowach przydrożnych, budujemy tak zwane rowy ochronne (rys. 186), obejmujące część wód, sływających do rowu. Aby woda z rowów ochronnych w razie ich przepelnienia nie mogła znaleźć ujścia do rowu przydrożnego przez wymycie skarpy zbocza, budujemy go w pewnej odległości ( $> 2 m$ ) od śladu skarpy.

*Zabezpieczenie rowów przy dużym spadku dna.* Z powodu warunków terenowych często nadajemy spadki w rowach większe, niż na to pozwala rodzaj gruntu. W celu uchronienia rowów od rozmycia przez zbyt wielką szybkość wody, robimy różnego rodzaju wzmocnienia dna i skarp rowów.

W tablicy XXI podane są wartości  $v_{max}$  — maksymalnej szybkości dla różnych sposobów wzmocnienia dna i skarp rowów.

Tablica XXI

Rodzaj wzmocnienia	Dopuszcz. szybkość $v_{max}$ m/sek
Żwir gruboziarnisty	0,60
Darnina	0,60
Tłuczeń, otoczaki $\varnothing 4-5 cm$	0,80 — 1,00
Darniowanie rębem	1,40
Bruk pojedynczy	2,00
Bruk podwójny	2,80
Płotki wiklinowe z wypełnieniem klatek kamieniem	4,00
Okładzina z kamienia ciosanego	$> 4,00$

W zależności od przewidywanej szybkości wody sływającej zabezpieczenie można wykonać różnymi sposobami z różnych materiałów.

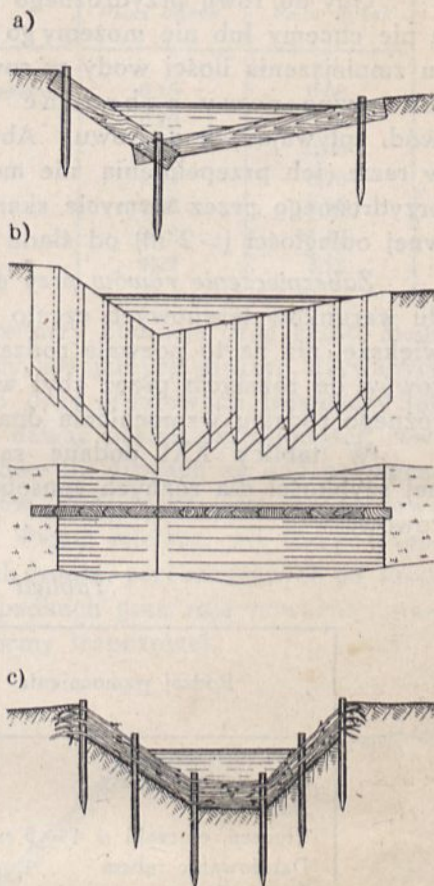
Można przy spadkach mniejszych robić zabezpieczenia w odległościach co kilka lub kilkanaście metrów przy pomocy

desek postawionych „na kant” tak, jak na rys. 187a, umocowanych pomiędzy kołkami wbitymi na głębokość 0,60 — 0,80 m; mocniejsze jest umocnienie rowów za pomocą krótkich jedno-metrowych desek wbitych pionowo, stanowiących jak-by grodzę (rys. 187b) lub też w poprzek rowu można w rowkach poprzecznych wykonywać płotki ze świeżej wikliny (rys. 187c), oplatanych na kołkach wierzbowych świeżych; po wykonaniu płotków rowki poprzeczne są zasypywane. Zarówno wzmocnienie z desek, jak z płotków wiklinowych nie powinno wystawać poza kontur rowu.

Można również robić wzmocnienia rowów (płyt-kich) z elementów betono-nych (rys. 188), długości 0,8—1 m. Betonowe wzmocnienie dopuszcza duże szyb-kości (3—4 m/sek) i może być stosowane na dużych spadkach.

Gdy z powodów u-kształtowania terenu wy-padnie robić rowy z du-żymi spadkami, można zmniejszyć zbyt wielką szybkość wody przez urządzenie kaskad bez studzienek lub ze studzienkami.

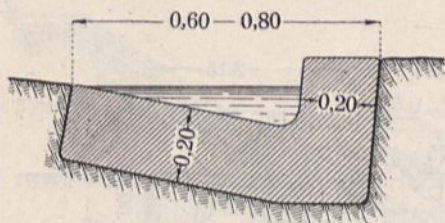
Na rys. 189 i 190 podane zostało urządzenie kaskady, wy-konanej z faszyny i muru z kamienia oraz bruku—bez stu-dzienek; na rys. 191 i 192 mamy kaskady ze studzienkami, wykonane z betonu bądź z żelbetu. Zastosowanie studzienek daje możliwość znacznego zmniejszenia szybkości przepływu



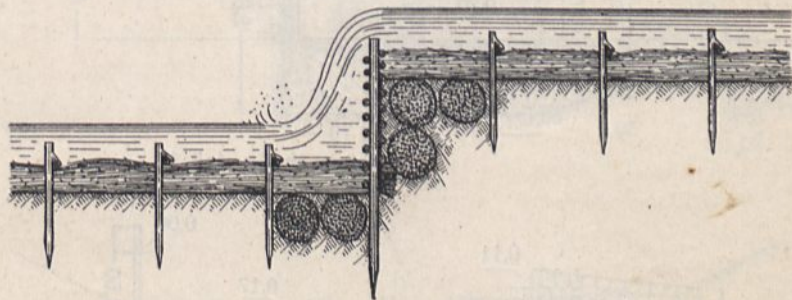
Rys. 187.

wody i zabezpieczenia dna rowu od niszczącego działania spadającej wody.

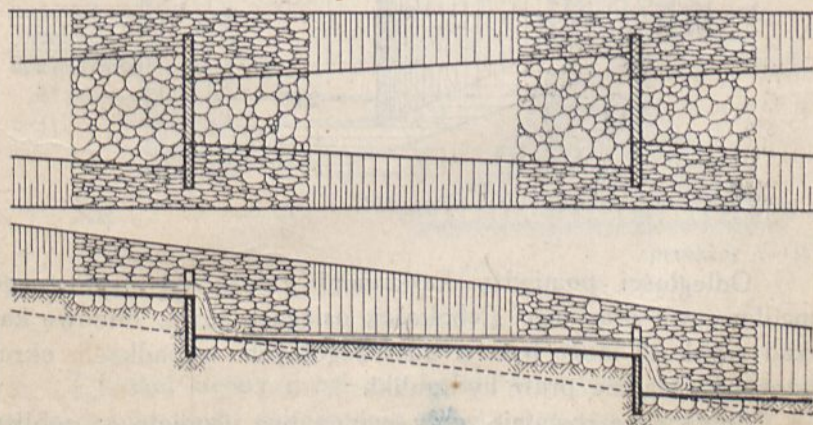
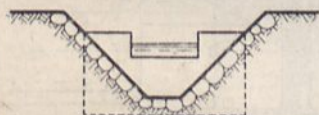
Wreszcie (rys. 193) można budować kaskady z elementów (prętów) żelbetowych, łączonych przy pomocy prętów żelaznych. W razie większej ilości takich kaskad można znormalizować kilka typów takich prętów i wykonywać je masowo. Kaskady takie buduje się



Rys. 188.

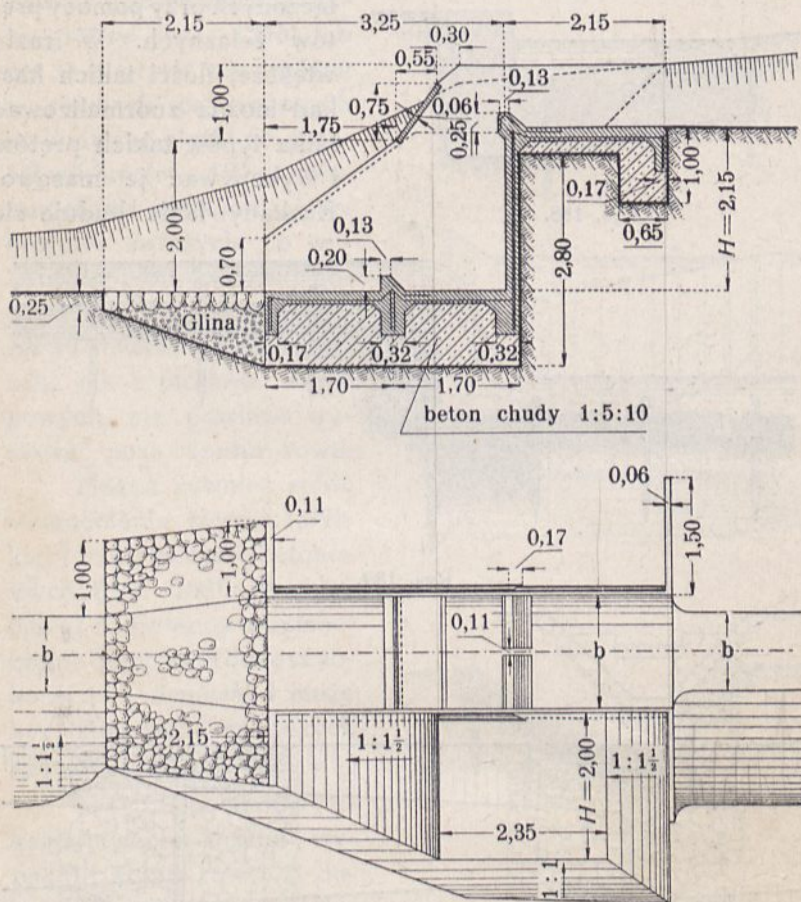


Rys. 189.



Rys. 190.

w większych ilościach we Włoszech. Ponieważ przegrody z takich prętów są ażurowe, obrzuca się je kamieniami, aby zatrzymywały większą ilość wody i przez to więcej zmniejszały jej szybkość.

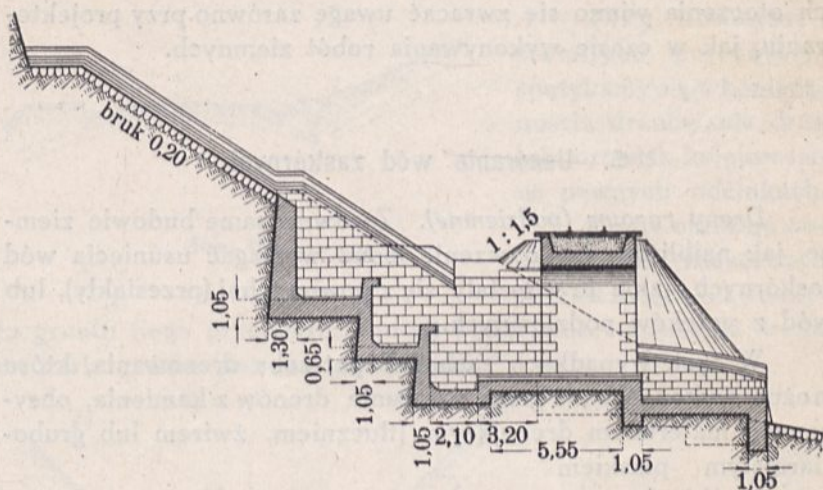


Rys. 191.

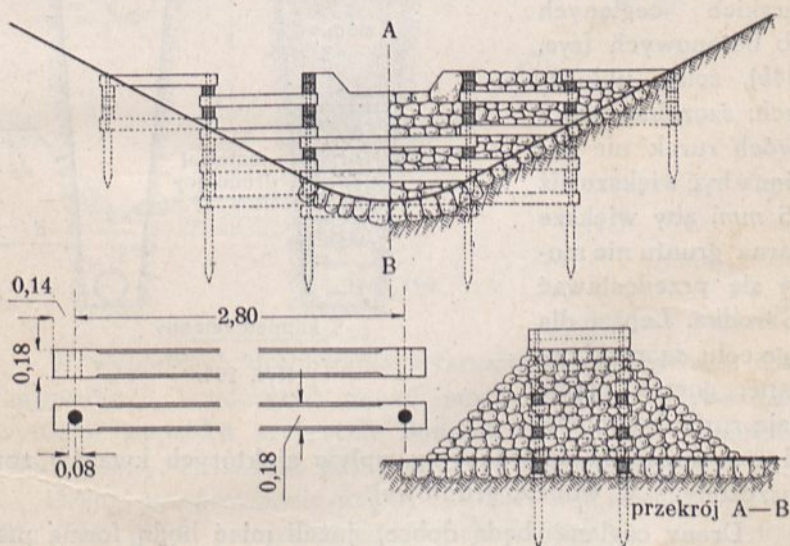
Odległości pomiędzy kaskadami zależą od podłużnego spadku rowu oraz jego głębokości; osiągnięta przez budowę kaskad szybkość może być w poszczególnych wypadkach określana na zasadzie praw hydrauliki.

Splywające rowami wody winny być usunięte z pobliża nasypów i wykopów przez odprowadzenie ich do potoków lub

rzek lub przez zbudowanie specjalnych rowów odpływowych.



Rys. 192.



Rys. 193.

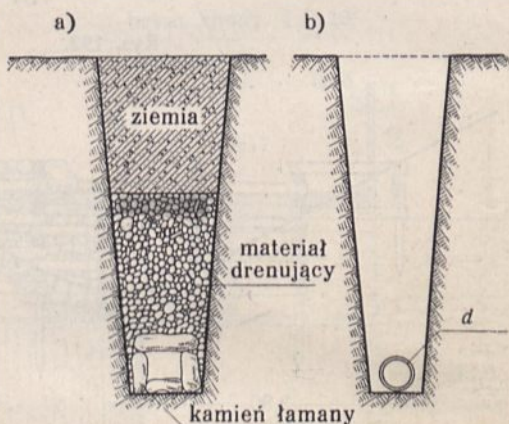
Z jednej strony drogi czy kolei żelaznych na drugą odprowadzenie wody uskutecznia się za pomocą przepustów lub mostów.

Na szybkie i dokładne usunięcie wód powierzchniowych z budowli ziemnych (nasypów i wykopów) oraz z najbliższego ich otoczenia winno się zwracać uwagę zarówno przy projektowaniu, jak w czasie wykonywania robót ziemnych.

### 3. Usuwanie wód zaskórnych

*Dreny rurowe (podziemne).* Zarówno same budowle ziemne, jak najbliższe ich otoczenie może wymagać usunięcia wód zaskórnych, jakie przedostały się z powierzchni (przeziątkły), lub wód z potoków podziemnych.

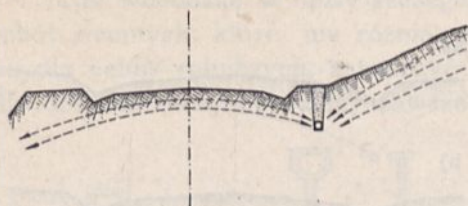
W tych wypadkach zachodzi potrzeba drenowania, które można wykonać bądź przez założenie drenów z kamienia, obsypanych materiałem drenującym [tłuczniem, żwirem lub gruboziarnistym piaskiem (rys. 194a)], bądź przez założenie rurek drenarskich ceglanych lub betonowych (rys. 194b), ściśle układanych; szczelina styku dwóch rurek nie powinna być większa niż 0,5 mm, aby większe ziarna gruntu nie mogły się przedostawać do środka. Lepsze dla tego celu są rurki ceglane; gorszą opinię mają rurki betonowe, gdyż są czułe na destrukcyjny wpływ niektórych kwasów rozpuszczonych w wodzie gruntowej.



Rys. 194.

Dreny ceglane będą dobre, jeżeli mieć będą formę prawidłową, a końce obcięte równo według płaszczyzny prostopadłej do osi. Aby były trwałe, materiał na nie użyty winien być jednolity, dobrze wyrobiony, bez kamyków i marglu. Przy uderzeniu młotkiem lub jednej rurki o drugą dźwięk powinien być czysty.

Głębokość założenia drenów nie powinna być mniejsza, niż głębokość zamarzania, tj. 1,2—1,8 m.

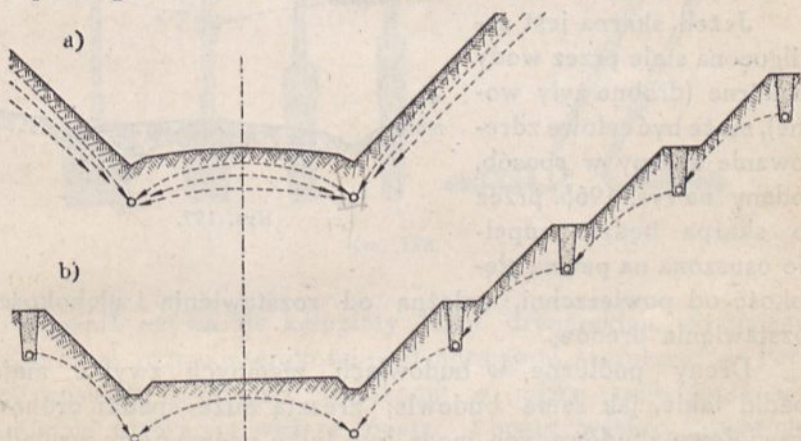


Rys. 195.

Przy budowlach ziemnych najczęściej spotykamy się z koniecznością drenowania dróg lub torowisk kolejowych na pewnych odcinkach.

Dreny obniżają poziom wód zaskórnych w zależności od rodzaju

gruntu (jego przepuszczalności) i głębokości założenia drenu na pasie gruntu szerokości od 9 do 25 m.



Rys. 196.

W wypadkach drenowania wykopów czy nasypów, w wielu wypadkach wystarczyć nawet może jeden dren podłużny, jedynie w wypadku szerszych budowli ziemnych — konieczne są dwa dreny, zwłaszcza gdy grunt jest trudno osuszalny.

Dreny przeprowadzić należy najlepiej pod rowami (np. rys. 197a i b), gdyż przeprowadzanie ich wzdłuż osi (rys. 197c) aczkolwiek może zupełnie zadowalniająco obniżyć poziom wód zaskórnych, to jednak może być niedogodne z innych względów, np. z powodu osiadania nawierzchni jezdni pośrodku, gdyż po zasypaniu nawet staranne ubicie ziemi może nie uchronić od zakłębnięcia jezdni pośrodku; również w tym wy-

padku może zająć potrzeba rozebrania części jezdni i ponownego jej urządzenia w razie konieczności naprawy drenu.

Wreszcie przy konieczności drenowania jezdni dróg, gdy chodzi o szybkie usuwanie wody spod nawierzchni, można dreny zakładać przy brzegach nawierzchni, przez co uniknie się niedogodności, jakie mogą powstawać, gdy dren założymy w osi drogi (rys. 197d).

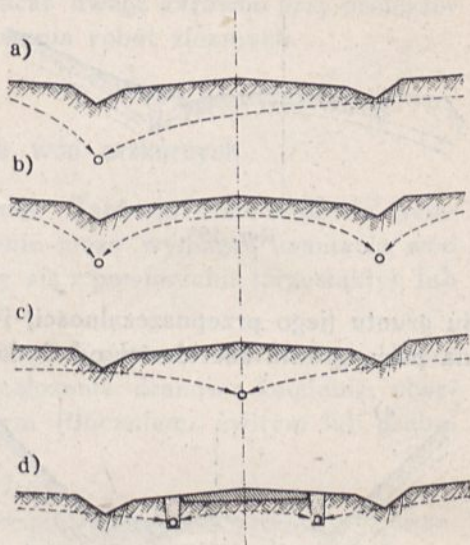
Jeżeli skarpa jest zawilgocona stale przez wody zaskórne (drobne żyły wodne), może być celowe zdrenowanie skarpy w sposób, podany na rys. 196b, przez co skarpa będzie zupełnie osuszona na pewną głębokość od powierzchni, zależną od rozstawienia i głębokości rozstawienia drenów.

Dreny podłużne w budowlach ziemnych zwykle mają spadki takie, jak same budowle; zresztą duże spadki drenów prawidłowo zbudowanych mogą być tylko pożądane ze względu na szybkość usuwania wód zaskórnych; natomiast, ze względu na możliwość zamulania drenów przez cząsteczki gruntu, przenikające przez szczeliny stykowe, nie należy stosować zbyt małych spadków. Jako minimalne spadki, należy przyjąć na podstawie doświadczeń z praktyki <sup>1)</sup>:

przy kurzawkach od 1,0% do 0,15%	} w zależności od wielkości średnicy rurek drenowych.
przy innych gruntach od 0,45% do 0,15%	

Przy mniejszych średnicach rur należy stosować większe spadki, przy większych—mniejsze.

Prof. I. O. Baker <sup>2)</sup> dopuszcza nawet spadki 0,05%; oczy-



Rys. 197.

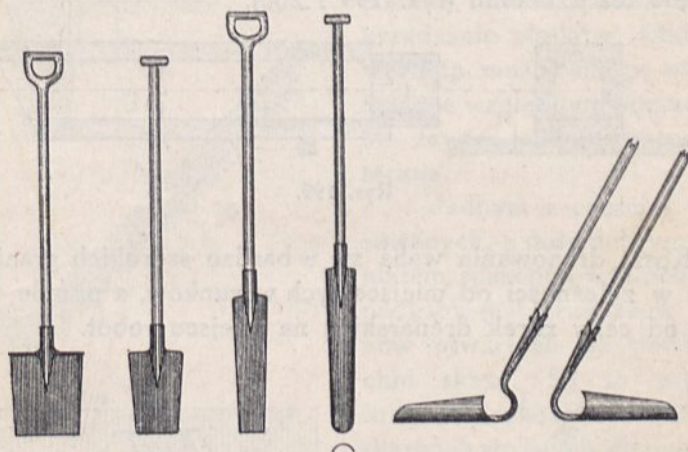
<sup>1)</sup> Vogler. Grundlehre der Kulturtechnik. Berlin. 1908.

<sup>2)</sup> Prof. I. O. Baker. Roads and Pavements. 1907.



więście, spadki takie muszą być bardzo starannie wykonywane.

Nie wchodząc w opisy szczegółów wykonania drenowania robót ziemnych, które nie różnią się od wykonania drenowania dla celów rolniczych, zaznaczyć należy, że kopanie rowów dla drenów zaczynać należy zawsze od końca spadku w górę;



Rys. 198.

do kopania używa się komplety łopat drenarskich, składające się z łopat różnej szerokości—od normalnej szerokości do bardzo wąskich, z długimi styliskami; w miarę zagłębiania się w ziemię używa się węższe łopaty. Łopaty wąskie, osadzone pod kątem na długich drążkach, służą do ostatecznego wyrównywania dna rowów i układania drenów.

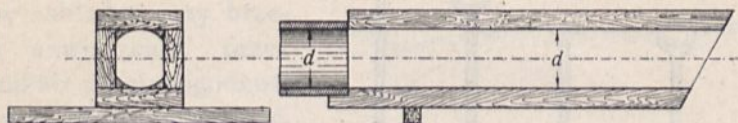
Jeden wprawny robotnik może wykopać m. bież. rowów dla drenów (tabl. XXII):

Tablica XXII

w gruncie	przy głębok. rowu = 1,00	= 1,25	= 1,50	= 1,75	= 2,00
lekkim . . . . .	m. bież. 42,0	32,0	20,0	14,0	10,0
ciężkim (przy częścio- wym używaniu kilofów)	m. bież. 24,0	20,0	12,0	9,0	7,5

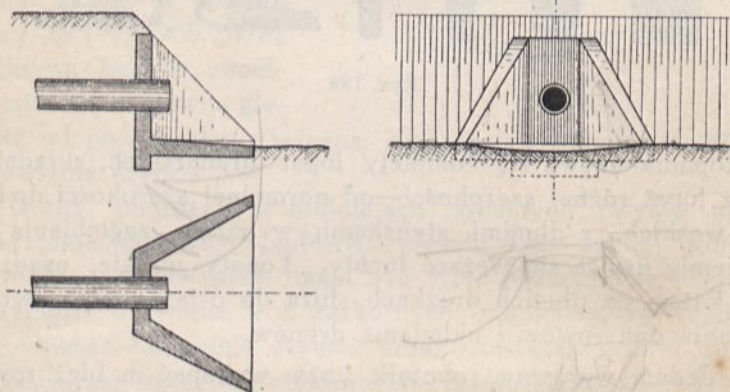
Najodpowiedniejszą porą dla założenia drenów w kurzawce jest lato, gdyż wtedy grunty te są znacznie suchsze i ścianki rowów drenarskich nie obsuwają się w takim stopniu, jak na wiosnę i w jesieni.

Jednym z ważnych szczegółów jest zabezpieczenie wyłotów drenów. Można je robić z twardego drzewa (np. dębowego) bądź też z betonu (rys. 199 i 200).



Rys. 199.

Koszt drenowania waha się w bardzo szerokich granicach, będąc w zależności od miejscowych warunków, a przede wszystkim od ceny rurek drenarskich na miejscu robót.



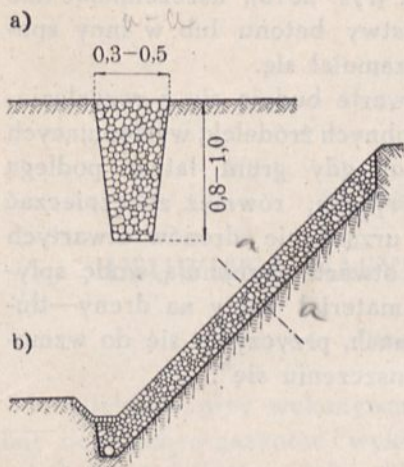
Rys. 200.

Na 1 km drenu potrzeba 3500 sztuk rurek (sączek) i 50—60 dni roboczych; do robót powinni być używani robotnicy wykwalifikowani w robotach drenarskich.

*Dreny otwarte.* Względnie często przy wykonywaniu robót ziemnych stosowane są tak zwane dreny otwarte.

Skarpy mogą być zawilgocone przez drobne ilości wody, przesączającej się drobnymi kanalikami; poza tym grunt, z którego wykonana jest skarpa, może się trudniej osuszać. Takie

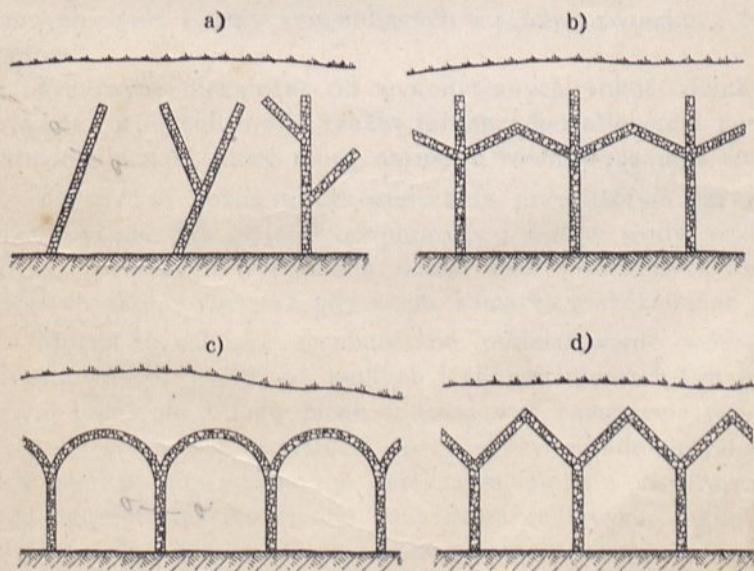
zawilgocone skarpy łatwo jest odróżnić od skarp niezawilgoci-  
 nych po kolorze, gdyż są zawsze ciemniejsze, a po deszczach  
 mogą się „łuszczyć”, tj. podlegać częściowemu rozmywaniu.



Rys. 201.

Przez ciągle poprawia-  
 nie uszkodzeń, darniowanie  
 lub wzmacnianie skarp przy  
 pomocy obsadzania krzakami,  
 urządzenie płotków wiklino-  
 wych itp. można skarpy utrzy-  
 mać we względnym porządku,  
 nie zawsze jednak jest to sku-  
 teczne.

Jednym z częściej sto-  
 sowanych, z dość dobrym wy-  
 nikiem, sposobów w takich wy-  
 padkach jest urządzenie dre-  
 nów otwartych na powierz-  
 chni skarpy. Są to wąskie  
 rowy o szerokości 30—50 cm o  
 skarpach stromych, głębokości  
 80—100 cm, wypełnione materiałem drenującym: drobnymi ka-  
 mieniami, tłuczniem, żwirem, gruboziarnistym piaskiem (rys. 201a).



Rys. 202.

Nie należy drenów takich wyprowadzać wprost do rowu przydrożnego, gdyż wylot zamulałby się i łatwo zamarzał nawet przy małych przymrozkach; lepiej jest doprowadzać je do drenów podziemnych pod rowem (rys. 201b), uszczelniając dno i skarpy rowu przy pomocy warstwy betonu lub w inny sposób, a to w celu, aby dren nie zamulał się.

W razie potrzeby dreny otwarte buduje się z rozgałęzieniami dla odciążenia wody z drobnych źródełek, występujących na powierzchni skarpy (rys. 202a), gdy grunt łatwo podlega wymywaniu przez wody atmosferyczne; również zabezpieczać je można przeciw temu przez urządzenie drenów otwartych według rys. 202 b, c i d. Dreny otwarte przejmują wodę spływającą z powierzchni skarpy, a materiał użyty na dreny—tłuczeń lub kamień—ułożony w drenach, przyczynia się do wzmocnienia skarpy i zapobiega jej „łuszczeniu się”.

## ROZDZIAŁ VIII

# USUWISKA NASYPÓW I WYKOPÓW

### 1. Uwagi ogólne

Niekiedy przy wykonywaniu, a częściej po wykonaniu robót ziemnych — nasypów i wykopów — na niektórych odcinkach robót powstają większe lub mniejsze odkształcenia i uszkodzenia wykonanych robót z powodu przesunięcia się pewnych mas ziemi.

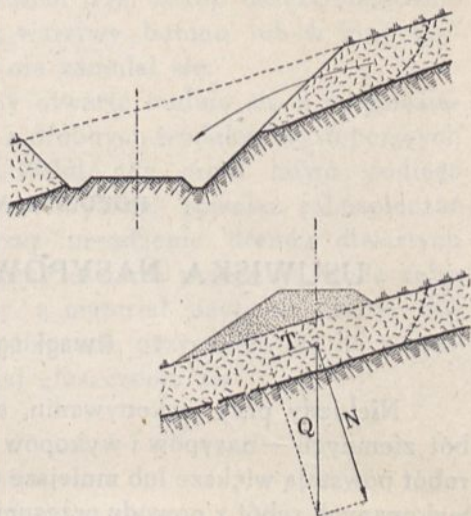
Przyczyną takich niepożądanych zjawisk, zwanych ogólnie usuwiskami, jest naruszenie równowagi mas ziemi bądź z przyczyn niezależnych od wykonywanych lub wykonanych robót ziemnych, bądź z przyczyn, stojących w ścisłym związku z tymi robotami.

Przyczyny niezależne od wykonywanych robót ziemnych mogą być różne, zależne od rzeźby terenu, ukształtowania geologicznego i zmian, które mogą naruszyć równowagę mas ziemi.

Zaliczyć tu można proces wietrzenia, przy którym czynniki atmosferyczne, jak zmiany temperatury i wpływ wody, rozkładają w niektórych wypadkach nawet całe pokłady skał zwięzłych skał, zwłaszcza gdy woda zamarza w szczelinach itp.

Można tu zaliczyć mechaniczne oddziaływanie wód powierzchniowych, które po nagłych i silnych ulewach lub przy nagłym topnieniu śniegu mogą spowodować naruszenie równowagi mas ziemi i ich zsunięcie, przy którym budowle ziemne mogą być w mniejszym lub większym stopniu uszkodzone. Mogą być również naniesione duże ilości rumowisk, podmycie brzegów rzek czy potoków, co znowu może spowodować przesuwanie lub runięcie całych pokładów ze znajdującymi się na

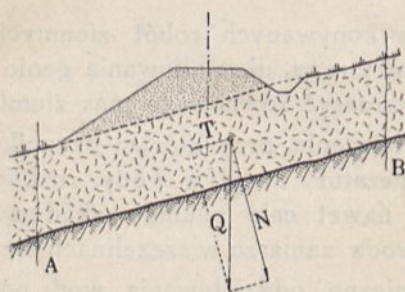
nich budowlami ziemnymi, zwłaszcza gdy pokłady są pochylone do poziomu, jak na rys 203. Do przyczyn usuwisk niezależnych od wykonywanych robót można zaliczyć działanie wód, tworzących podziemne potoki: naruszenie równowagi nastąpić może wtedy, gdy potoki takie płynąc po nieprzepuszczalnej warstwie i zwilżając jej powierzchnię zmniejszają znacznie współczynnik tarcia pomiędzy pokładami gruntu, dzięki czemu może pewna masa ziemi (rys. 204) stracić równowagę przez to, że składowa  $T$  wagi tej masy  $Q$ , równoległa do powierzchni warstwy nieprzepuszczalnej będzie



Rys. 203.

większa, niż tarcie wywołane siłą normalną  $N$  do tej powierzchni. Jeżeli współczynnik tarcia posuwistego warstwy górnej po warstwie dolnej oznaczyć przez  $f$ , usuwisko może nastąpić, gdy:

$$T > f \cdot N.$$

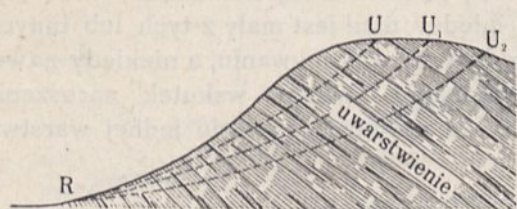


Rys. 204.

Na zmniejszenie współczynnika  $f$  może wpłynąć większe zwilżenie powierzchni  $AB$ , np. po ulewnych deszczach; wtedy warstwa górna może stracić równowagę i zsunąć się po warstwie dolnej.

Nawet, gdy uwarstwienie pokładów jest takie, jak na rys. 205, ale same pokłady (np. łupki) podlegają szybkiemu wietrzeniu, może powstać nagle usuwisko podług  $UR$ ,  $U_1R$ ,  $U_2R$ , gdy w tym kierunku powstaną szczeliny wskutek procesu wietrzenia.

Poza tym przyczynami usuwisk mogą być takie zjawiska, jak trzęsienie ziemi, wulkany, a nawet ulewne i długotrwałe deszcze, które spowodować mogą zmiany w zwięzłości nieraz wielkich mas ziemi i wywołać ich spężanie.



Rys. 205.

Lawiny śnieżne mogą również być przyczyną naruszenia równowagi mas ziemi.

Powstanie usuwisk, z przyczyn wymienionych wyżej, niekiedy można przewidzieć i wtedy można uniknąć usuwisk przez

przeniesienie budowli ziemnych na miejsca bezpieczniejsze (np. przez zmianę trasy drogi czy kolei), niekiedy jednak trudno je przewidzieć i wtedy usuwiska są przykrą niespodzianką, wywołującą katastrofy oraz koszty — nieraz poważne — napraw uszkodzonych budowli inżynierskich.

Z powyższych względów inżynierowie, wykonywujący roboty ziemne, winni posiadać dokładną znajomość zjawisk geologicznych z działy tak zwanej „geologii inżynierskiej”, tym bardziej, że istnieją specjalne dzieła, opisujące różne zjawiska geologiczne pod kątem zainteresowań inżynierii<sup>1)</sup>.

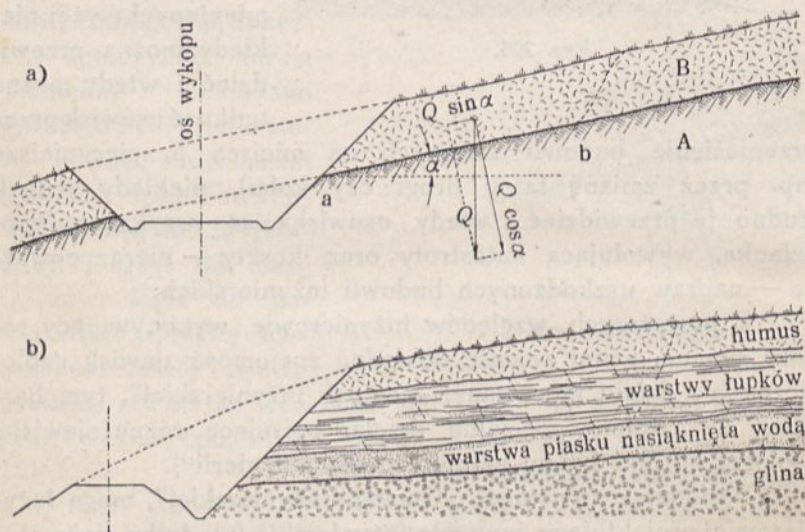
Posiadając znajomość „Geologii inżynierskiej”, mogą inżynierowie, projektujący budowle inżynierskie (nie tylko ziemne) — przeprowadzać racjonalne badania geologiczne przed przystąpieniem do projektowania budowli, aby uniknąć przykrych niespodzianek w postaci usuwisk itp.

Poprzestając na ogólnikowym wyliczeniu przyczyn powstawania usuwisk, niezależnych od wykonywania robót ziemnych, gdyż szczegółowe opisy tych zjawisk interesujący się tą sprawą znajdą w podręcznikach geologii inżynierskiej, szczegółowiej zatrzymamy się nad przyczynami usuwisk nasypów i wykopów, wywołanych przez wykonywane lub wykonane roboty ziemne oraz nad sposobami zapobiegania powstawania usuwisk.

<sup>1)</sup> Np. Zbiorowa praca K. Redlicha, L. Terzaghiego i R. Kampea p. t. *Ingenieur-Geologie*. Wiedeń 1929, przetłumaczona na kilka języków.

## 2. Przyczyny usuwisk w wykopach

Gdy grunt, w którym wykonywane są roboty, składa się z dwóch lub więcej warstw pochyłonych pod pewnymi kątami do poziomu i gdy warstwy są słabo związane między sobą (np. gdy współczynnik tarcia między nimi jest mały z tych lub innych przyczyn), wtedy niekiedy przy wykonywaniu, a niekiedy nawet w dłuższy czas po wykonaniu wykopu wskutek naruszenia równowagi mas ziemi może nastąpić zsuniecie jednej warstwy ziemi po drugiej.

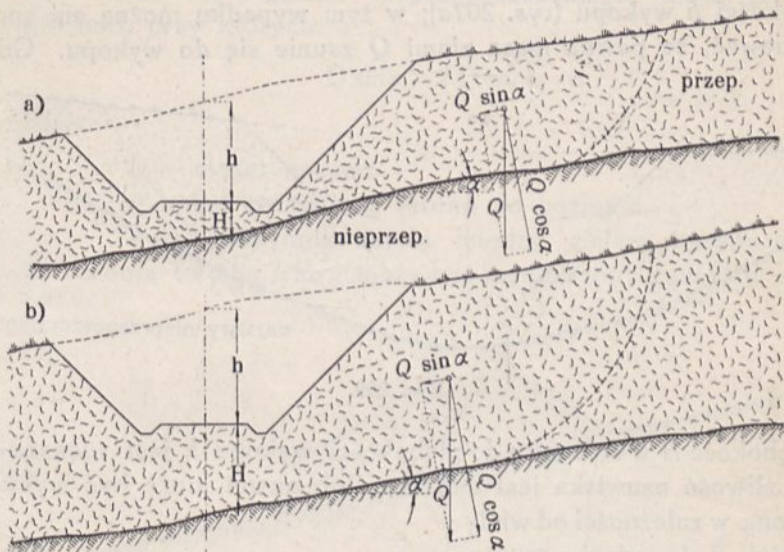


Rys. 206.

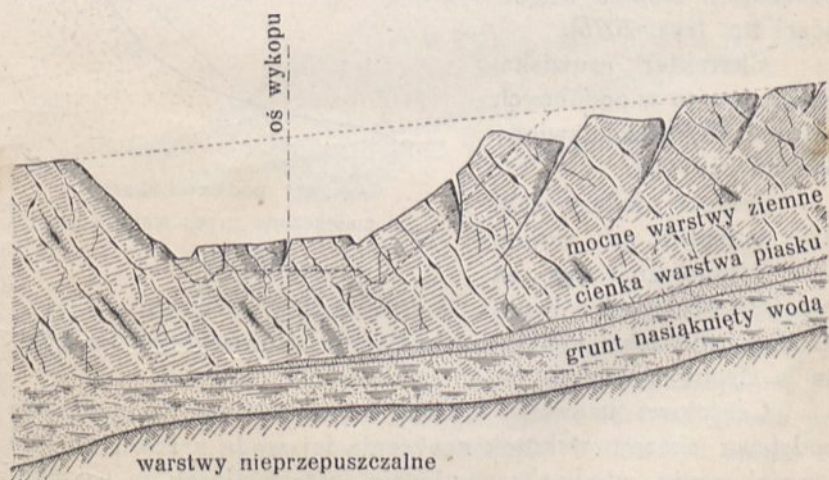
Może tu być kilka wypadków charakterystycznych. Gdy, np. warstwy pochyłone do poziomu są przecięte przez wykop, może mieć miejsce usuwisko (rys. 206), jeżeli dolna warstwa A jest nieprzepuszczalną (np. pokład gliny), a górna warstwa — przepuszczalną (np. pokład piasku); wtedy powierzchnia usuwowa  $ab$  zwykle bywa zwilżona, przez co współczynnik tarcia  $f$  pomiędzy warstwami gliny i piasku znacznie się zmniejsza i pewna masa ziemi przy małej zwięzłości wierzchniej warstwy B może zsunąć się do wykopu; czasami wystarczy nawet niewielkie pochylenie warstw do poziomu ( $\alpha = 4^\circ - 6^\circ$ ). Nastąpi to wtedy, gdy składowa ciężaru masy ziemi usuwającej się



równoległa do powierzchni usuwowej  $Q \sin \alpha \geq f Q \cos \alpha$ , gdzie  $Q \cos \alpha$  — składowa prostopadła do powierzchni usuwowej.



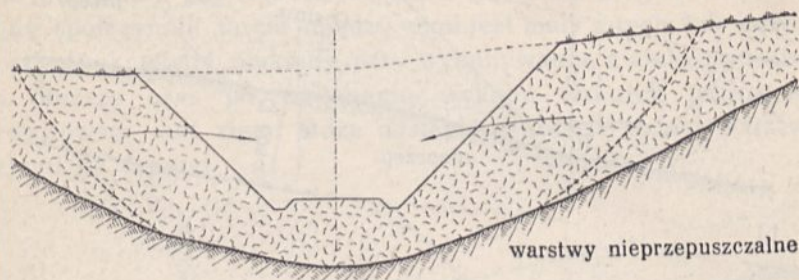
Rys. 207.



Rys. 208.

Z tych samych powodów może nastąpić usuwisko przy usytuowaniu pokładów, wskazanym na rys. 206b. Również usuwisko może mieć miejsce, gdy wykop nie przecina powierzchni,

ograniczającej poszczególne warstwy, a głębokość  $H$  tej powierzchni pod koroną wykopu jest mała w stosunku do głębokości  $h$  wykopu (rys. 207a); w tym wypadku można się spodziewać, że pewna masa ziemi  $Q$  zsunie się do wykopu. Gdy



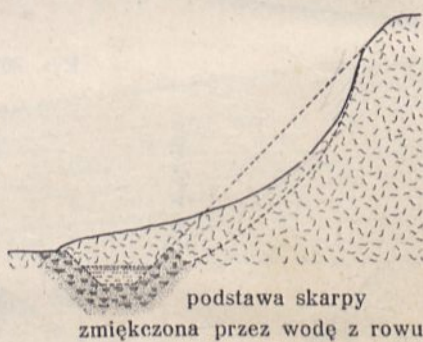
Rys. 209.

głębokość  $H$  w stosunku do głębokości wykopu  $h$  jest większa—możliwość usuwiska jest mniejsza lub nawet może być wykluczona w zależności od wielkości  $H$  i rodzaju gruntu w warstwie górnej, jego zwięzłości, stopnia wilgotności itp. (rys. 207b).

Charakter usuwiska, powstającego w podobnych warunkach, przedstawiony jest na rys. 208.

Jeszcze większy efekt daje usuwisko, gdy wykop jest usytuowany, jak na rys. 209, gdy warstwy gruntu nieprzepuszczalnego są z obydwóch stron wykopu pochyłone w stronę wykopu.

Częściowe usuwisko skarpy wykopu może nastąpić, gdy podstawa skarpy wskutek nasycenia jej wodą z rowu ulegnie rozmięczeniu, wtedy skarpa ulegnie deformacji, jak na rys. 210.



Rys. 210.

### 3. Przyczyny usuwisk nasypów

Całkowite usuwiska nasypów mogą powstać wskutek zbudowania nasypu na zboczu (rys. 211). Gdy warstwa, na

której budowany jest nasyp, na powierzchni pokryta jest darnią lub składa się z gruntu nieprzepuszczalnego, mogą powstać warunki, przy których:

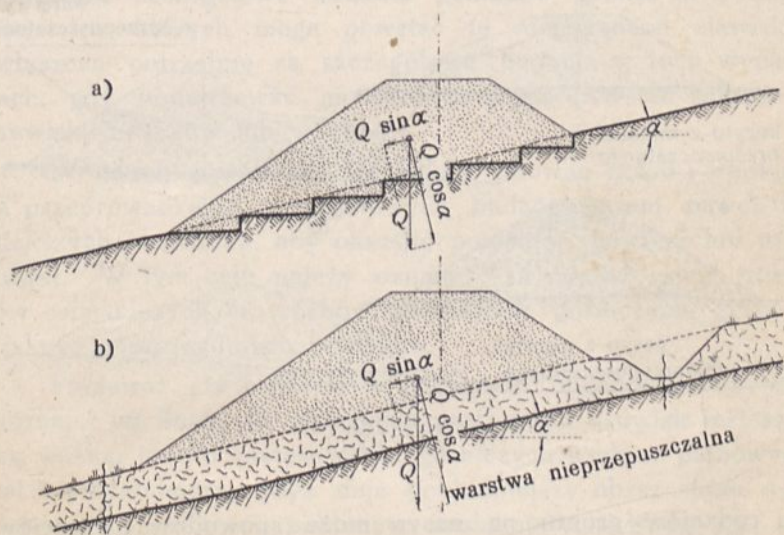
$$Q \sin \alpha > f Q \cos \alpha,$$

gdzie:

$Q$  — ciężar nasypu,

$\alpha^0$  — kąt pochylenia terenu do poziomu,

$f$  — współczynnik tarcia między ciałem nasypu i powierzchnią terenu, który może być zmniejszony znacznie wsku-



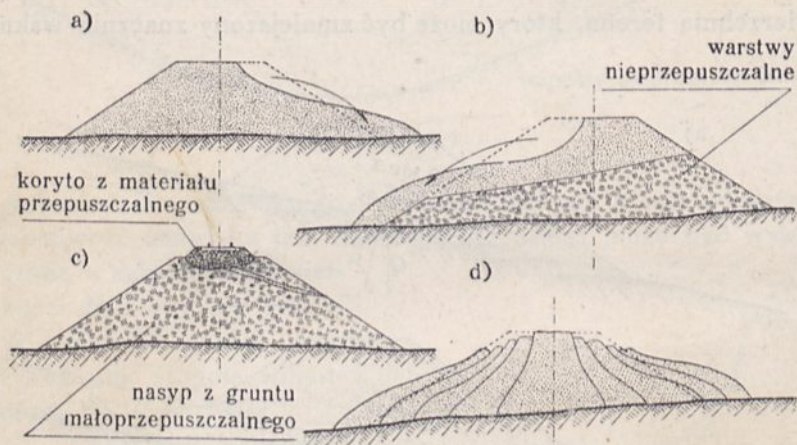
Rys. 211.

tek zwilżenia tej powierzchni wodą deszczową, przenikającą od górnej strony lub przez nasyp (rys. 211a). Również przy niewielkiej grubości wierzchniej warstwy przepuszczalnej (rys. 211b) całkowite usuwisko nasypu wraz z warstwą gruntu przepuszczalnego może nastąpić w czasie budowy, a często i po ukończeniu robót przy większym dopływie wody gruntowej, np. po długotrwałych deszczach.

Nieraz zjawisko takie można widzieć na nie fachowo budowanych drogach lub kolejach na całych kilometrach, a poziom zsuniętego i zdeformowanego nasypu obniżyć się może znacznie — o kilka lub kilkadziesiąt metrów. Nie trzeba doda-

wać, jakie straty bezpośrednie i pośrednie wywołuje taka nieopatrna budowa.

Częściowe usuwisko nasypów może być wywołane nieracjonalną budową nasypów: np. materiał, z którego budowany jest nasyp, może być nieodpowiedni na nasyp; kurzawka użyta w nasypie pod wpływem opadów atmosferycznych, zwłaszcza gdy skarpy nie są należycie zabezpieczone, może „rozlać się”, jak na rys. 212a. Również nieracjonalne użycie kil-



Rys. 212.

ku rodzajów gruntu na nasyp może spowodować częściowe usuwisko nasypu: np. gdy w dolnej części nasypu użyty jest grunt nieprzepuszczalny, a w górnej przepuszczalny; pod wpływem wody atmosferycznej, przedostającej się w głąb nasypu, może nastąpić usuwisko częściowe o charakterze, jak na rys. 212b.

Gdy na nasypach kolejowych zaraz po ich zbudowaniu bez należytego ubijania układane są tory kolejowe na podsypce z balastu (piasku lub tłucznia), wtedy łatwo tworzą się tzw. koryta balastowe, bywające w czasie ulew przyczyną tworzenia się częściowych usuwisk (rys. 212c), zwłaszcza gdy nasyp zbudowany jest z różnych gruntów: woda z koryta może znaleźć ujście, żłobiąc z początku małe kanaliki, będące później przyczyną częściowych usuwisk nasypu.

Może być również przyczyną częściowych usuwisk nasy-

pu pod wpływem wód atmosferycznych wykonywanie nasypów warstwami pochyłymi (dosypywanie nasypów); w tym wypadku charakter usuwiska będzie, jak na rys. 212d.

#### 4. Zapobieganie tworzeniu się usuwisk

Przed przystąpieniem do opracowania projektu urządzeń, zabezpieczających przed powstawaniem usuwisk, należy przeprowadzić szczegółowe badania pokładów gruntu w pobliżu miejsc, w których mogą powstać te niepożądane zjawiska; zwłaszcza potrzebne są szczegółowe badania w tych wypadkach, gdy podejrzewać możemy, że mogą powstać całkowite usuwiska nasypów lub wykopów.

W takich wypadkach nie należy żałować czasu i środków na przeprowadzenie szczegółowych badań, czasem nawet na większych obszarach, aby określić położenie powierzchni usuwowej. W tym celu należy oznaczyć za pomocą sieci otworów wiertniczych lub szybów pionowych górniczych grubość i jakość poszczególnych pokładów.

Ponieważ stwierdzenie w pokładach obecności wody zaskórnej i jej ilości dla określenia możliwości usuwisk jest rzeczą ważną, przeto zastosowanie górniczych szybów pionowych jest racjonalniejsze, gdyż daje dokładniejszy obraz stanu wód zaskórnych, grubości pokładów nasiąkniętych wodą itp., niż zastosowanie wierceń.

Na podstawie badań pokładów gruntu powinniśmy mieć możność wykreślenia — przy większych obszarach, które mogą podlegać usuwiskom, — planu warstwicowego powierzchni usuwowej.

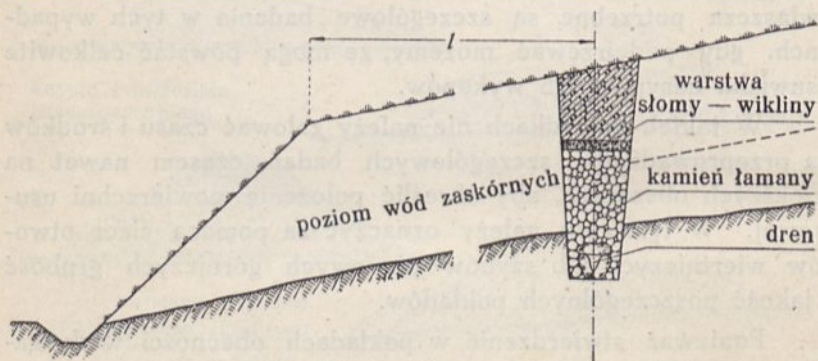
Do urządzeń zabezpieczających przed usuwiskami należą przede wszystkim urządzenia usuwające wodę zaskórną z powierzchni usuwowej, przez co zwiększa się współczynnik tarcia między warstwami gruntu na powierzchni usuwowej.

Stosunkowo rzadko dla uprzedzenia usuwisk lub zabezpieczenia przeciwko powtórzeniu się ich stosuje się urządzenia zabezpieczające innego rodzaju, jak np. zabijanie szeregu pali drewnianych, żelaznych lub żelbetowych w pewnych odstępach,

które miałyby na celu utrzymanie wierzchniej warstwy na dolnej.

Najwięcej celowym urządzeniem jest ujęcie i odprowadzenie wody z powierzchni usuwowej i jej osuszenie; można je wykonać przy pomocy sztolni otwartych lub górniczych.

**Sztolnie otwarte.** Są one wykonywane na zasadzie przeprowadzonych badań układu warstw gruntu w pewnej odległości od wykopu równoległe, bądź nierównoległe do osi drogi — w zależności od układu warstwicy powierzchni usuwowej. Są to wąskie rowy szerokości na dnie 1,0—1,20 m, aby robotnik swobodnie mógł pracować.

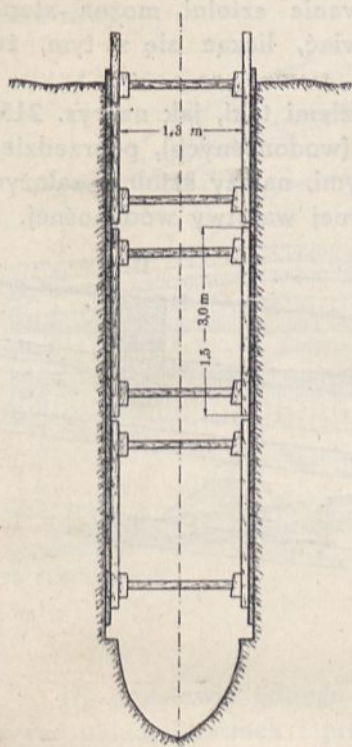


Rys. 213.

W sztolniach otwartych (rys. 213) ściany boczne są prostopadłe, najwyżej nieco rozszerzające się ku górze. Jeżeli głębokość sztolni otwartych nie przekracza 1,5 m, można ścian bocznych nie zabezpieczać przy pomocy odeskowania, rozpartego w sposób praktykowany przy wykopach wodociągowo-kanalizacyjnych, o ile grunt jest dość zwięzły; w tym wypadku należy ściany wykopu dać nieco pochyłe, aby zmniejszyć niebezpieczeństwo zasypania robotników, pracujących na dnie sztolni.

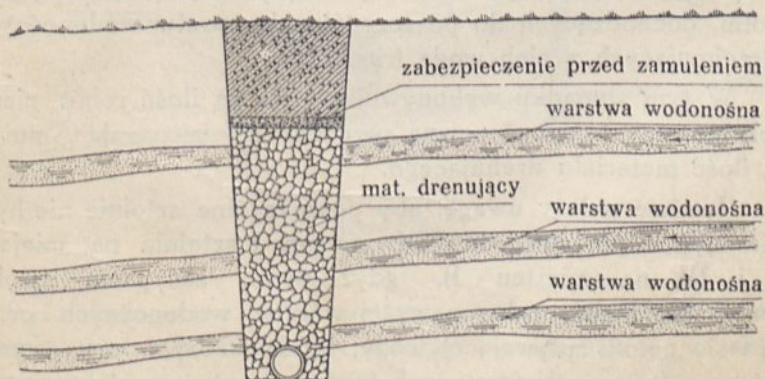
Przy większych głębokościach — głębokość sztolni otwartych dochodzi do 12—15 m — należy obowiązkowo dawać odeskowanie, rozparte poziomymi rozpórkami, rozmieszczonymi co 1,5—2,0 m; sztolnie w tym wypadku zabezpieczać można w sposób wskazany na rys. 214 przy szybach górniczych pionowych

lub w sposób wskazany na rys. 214. Odeskowanie zakłada się stopniowo w miarę wykonywania sztolni. Można zresztą wykonywać odeskowanie sztolni otwartych innymi sposobami.



Rys. 214.

Ze sztolnią zagłębiany się w warstwę nieprzepuszczalną, w której wykonywany jest dren o wymiarach wystarczających dla ujęcia i odprowadzenia wody zaskórnej; dren winien mieć spadek przynajmniej 0,01, może być wykonany z łupanego kamienia, z którego układa się kanalik, bądź też układa się z rur ceglanych; betonowe rury możemy stosować, gdy mamy pewność, że w wodzie zaskórnej nie ma składników oddziaływających niszcząco na beton. Ułożony na dnie sztolni dren obsypuje się materiałem drenującym (tłuczniem, żwirem lub czystym gruboziarnistym piaskiem) do wysokości powyżej poziomu wód zaskórnych; warstwa materiału drenującego z wierzchu pokrywa się warstwą słomy, wi-

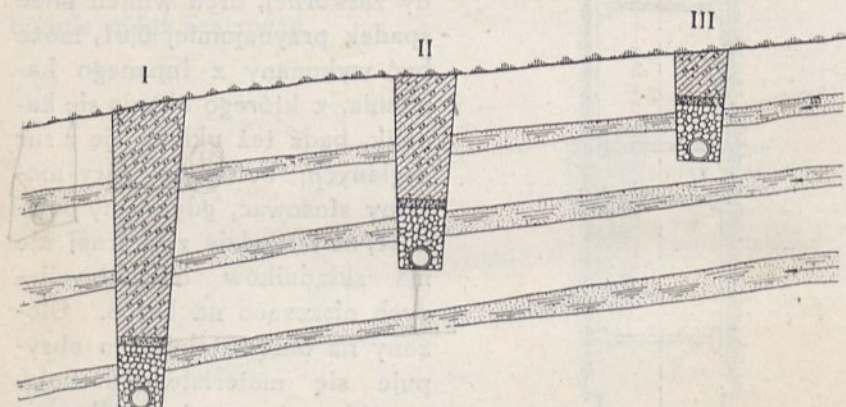


Rys. 215.

kliny, igliwia lub tp., aby dren się nie zamulał, i z wierzchu zasypuje się ziemią wyjętą ze sztolni; ziemię tę silnie się ubija.

Odeskowanie w miarę zasypywania sztolni można stopniowo wyjmować bądź też zostawiać, licząc się z tym, że z czasem zgnije.

Jeżeli mamy układ pokładów ziemi taki, jak na rys. 215, tj. kilka warstw przepuszczalnych (wodonośnych), poprzedzianych warstwami nieprzepuszczalnymi, należy sztolnię założyć materiałem drenującym powyżej górnej warstwy wodonośnej.



Rys. 216.

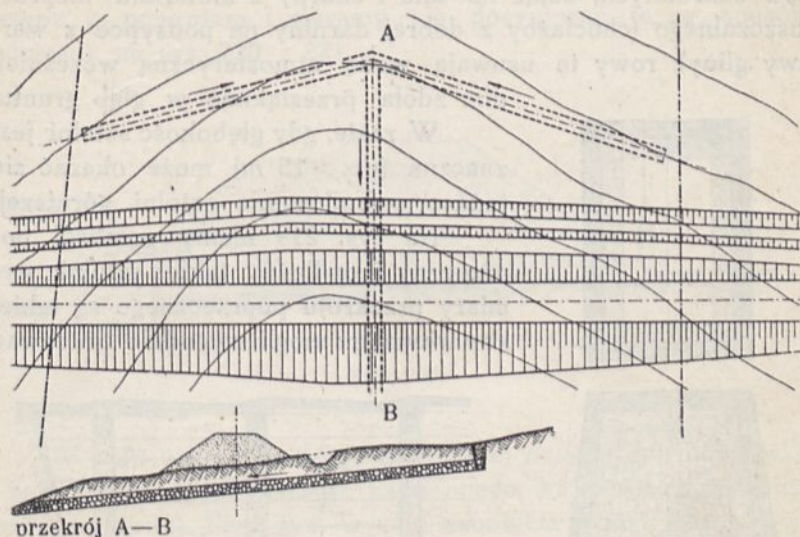
Jeżeli o materiał drenujący jest trudno i jest on drogi, po przeprowadzeniu kalkulacji, przy sytuacji pokładów takiej, jak na rys. 215, może okazać się tańszym urządzenie trzech sztolni, dochodzących do poszczególnych warstw wodonośnych i przejmujących z nich wodę (rys. 216).

W tym wypadku wykonywując większą ilość robót ziemnych możemy osiągnąć pewną oszczędność, zużywając mniejszą ilość materiału drenującego.

Zwrócić należy uwagę, aby poszczególne sztolnie nie były wykonane w porządku odwrotnym (np. I sztolnia na miejscu III i III na miejscu I), gdyż przez zasypywanie sztolni ziemią nieprzepuszczalną powyżej warstw wodonośnych przerywa się potoki sypływającej wody; woda zaczyna się gromadzić w przerwanym warstwach wodonośnych i powiększa możliwość powstania usuwiska.

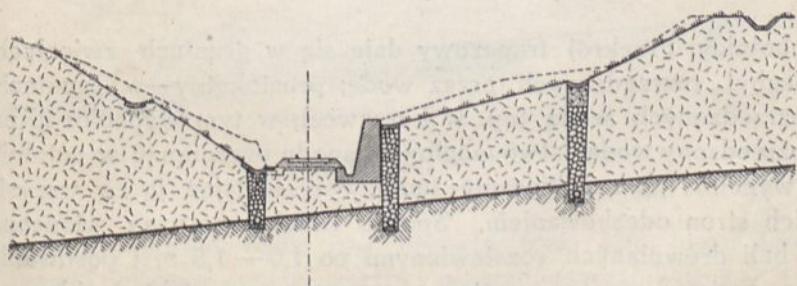


Długość sztolni, kierunek spadku ich dna określa się na zasadzie badań gruntu i planu warstwicowego powierzchni usuwowej.



Rys. 217.

Na podstawie takiego planu (rys. 217) możemy zaprojektować układ, kierunek i przekrój podłużny sztolni.



Rys. 218.

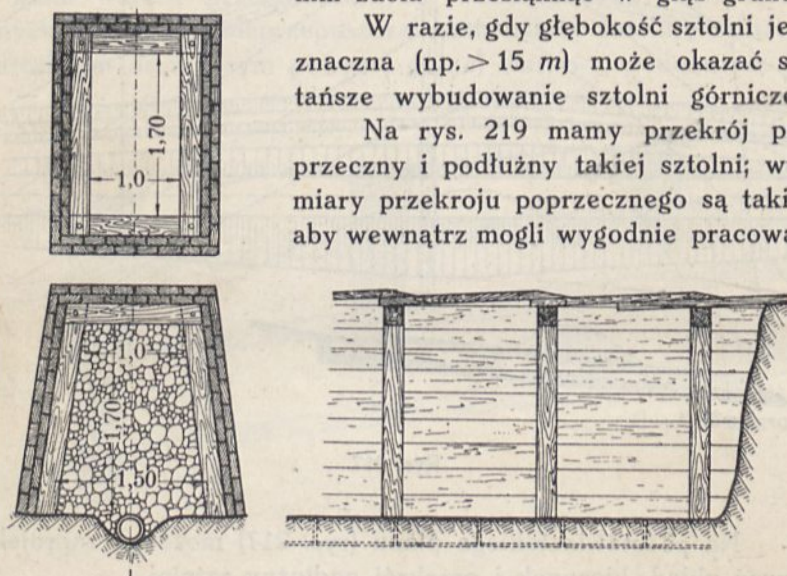
Czasami może zająć potrzeba wykonania kilku sztolni równoległych, aby dokładnie osuszyć powierzchnię usuwową i zapobiec powstaniu usuwisk.

Np. na rys. 218 mamy zbudowane aż trzy sztolnie otwar-

te, usuwające wodę z poszczególnych pasów powierzchni usuwowej. Aby zmniejszyć ilość wody, która by tą drogą mogła się przedostać do powierzchni usuwowej, urządzamy kilka rowów ochronnych, dając im dno i skarpy z materiału nieprzepuszczalnego (choćby z dobrej darniny na podsypce z warstwy gliny); rowy te usuwają wodę atmosferyczną wcześniej, nim zdoła przesiąknąć w głąb gruntu.

W razie, gdy głębokość sztolni jest znaczna (np.  $> 15\text{ m}$ ) może okazać się tańsze wybudowanie sztolni górniczej.

Na rys. 219 mamy przekrój poprzeczny i podłużny takiej sztolni; wymiary przekroju poprzecznego są takie, aby wewnątrz mogli wygodnie pracować



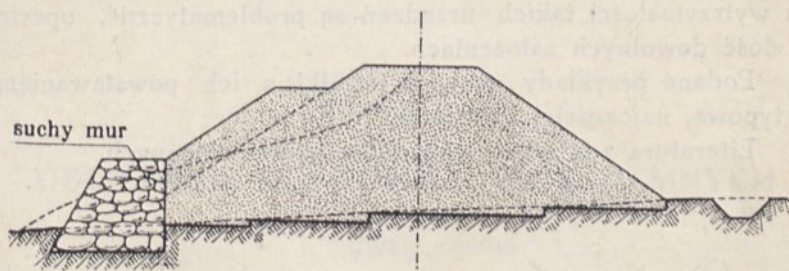
Rys. 219.

robotnicy. Przekrój trapezowy daje się w gruntach zwięzłych, niezbyt rozrzedzonych przez wodę; prostokątny—w gruntach, rozrzedzonych wodą (np. w kurzawce); w tym wypadku grunt rozrzedzony wodą łatwo mógłby od spodu przeniknąć w sztolnie i wypełnić ją; zapobiegamy temu, uszczelniając ją ze wszystkich stron odeskowaniem. Sposób odeskowania za wieńcami z bali drewnianych rozstawionymi co 1,0—1,5 m i posuwania się naprzód według z góry opracowanego projektu, widoczny jest z przekroju podłużnego sztolni.

Po przebicciu sztolni i ułożeniu na dnie drenu, wypełnia się ją całkowicie materiałem drenującym, aby z czasem, gdy odeskowanie i wieńce zgniją, sztolnia nie zawaliła się i nie przestała działać; przy wypełnianiu materiałem drenującym zwykle wieńce i odeskowanie nie są rozbiegane.

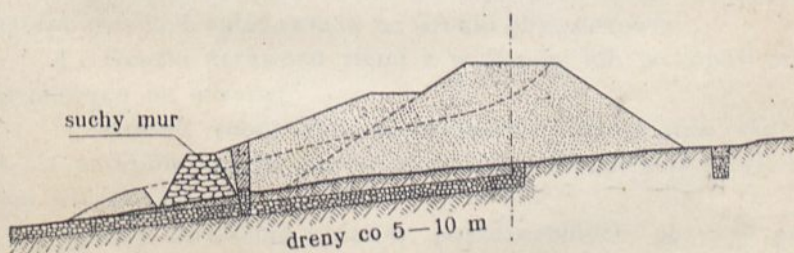
Przy częściowych usuwiskach nasypów należy zbadać ich przyczynę.

Po zdeformowaniu wskutek częściowego usuwiska skarp nasypu, zwykle rezygnujemy z umieszczenia zsuniętej części nasypu z powrotem i staramy się dosypywać je w sposób wskazany na rys. 220 i 221.



Rys. 220.

W celu osuszania dosypanej części nasypu daje się ławkę z suchego muru lub narzutu kamiennego, które nie zatrzymują wody zaskórnej. Poza tym w celu usunięcia wody, jaka mogłaby się przedostać poprzez warstwę przepuszczalną, urządza się



Rys. 221.

od strony górnej bądź rów otwarty (rys. 220), bądź dren w sztolni położony poniżej warstwy nieprzepuszczalnej (rys. 221).

W celu usunięcia wody, jaka poprzez ciało nasypu mogłaby się przedostać do powierzchni usuwowej, dobrze jest urządzać (rys. 221) sączi poprzeczne z tłucznią lub żwiru w odległości 5—10 m jedna od drugiej.

Niekiedy oprócz urządzeń, odprowadzających wodę z powierzchni usuwowej, w celu przeciwdziałania zsuwaniu się jed-

nych warstw gruntu po drugich, wbijane są w pewnych odstępach pale, rury żelazne, pale żelbetowe, budowane są mury oporowe suche.

Powyższe środki, zabezpieczające przeciw usuwiskom, stosuje się wtedy, gdy się obawiamy, że urządzenie drenów w sztolniach otwartych lub górniczych nie wystarczy. Obliczenia wytrzymałości takich urządzeń są problematyczne, oparte na dość dowolnych założeniach.

Podane przykłady usuwisk i walki z ich powstawaniem są typowe, najczęściej spotykane.

Literatura zna wiele wypadków więcej złożonych.

## ROZDZIAŁ IX

# OBLICZANIE KOSZTÓW ROBÓT ZIEMNYCH

### 1. Uwagi ogólne

Koszt wykonania robót ziemnych składa się z następujących pozycji:

1. Kosztu pomiarów i oznaczania robót na gruncie;
2. Kosztu wywłaszczenia terenu, na którym wykonywane są roboty ziemne, oraz budynków, drzew, zasiewów itp., znajdujących się na wywłaszczanym terenie;
3. Kosztu dobowcia ziemi w wykopach oraz wykopach materiałowych i naładowania na środki przewozowe;
4. Kosztu przewozu ziemi z wykopów lub wykopów materiałowych na nasypy;
5. Kosztu robót zabezpieczających: umocnienia skarp, ubicia nasypów, kosztu murów oporowych, drenowania powierzchni usuwowych itp.

Metody określania kosztów poszczególnych pozycji podane są niżej, przy tym nie jest zachowany przytoczony porządek pozycji, gdyż punkty 3 i 4, jako najobszerniejsze, omówione są na końcu.

### 2. Koszt pomiarów i oznaczenia robót na gruncie

Koszt ten określa się na zasadzie praktyki w przybliżeniu. Zwykle koszt ten oblicza się od kilometra bieżącego pomiarów i wyznaczania projektowanych robót na gruncie.

Koszt ten zależny jest przede wszystkim od warunków

terenowych: będzie niższy dla terenów płaskich, wyższy — dla terenów pagórkowatych, najwyższy — dla terenów górskich.

Naturalnie, zależny jest on również od płac zarówno personelu technicznego, jak ceny robocizny, potrzebnej do przenoszenia instrumentów mierniczych, przeprowadzania pomiarów, ustawiania łąt kierunkowych, wbijania kołków, ustawiania reperów itd.; włączyć tu należy również wydatki rzeczowe, jak całkowita lub częściowa amortyzacja narzędzi mierniczych, używanych do pomiarów, koszt kołków, łąt itd. Koszt personelu technicznego i robocizny w znacznym stopniu zależny jest od tego, czy personel techniczny i robotnicy pracują w miejscu ich stałego zamieszkania, czy też zmuszeni są do pobytu z dala od miejsca ich stałego zamieszkania.

W warunkach terenowych łatwych partia, złożona z inżyniera, dwóch techników i kilku robotników, może wykonać pomiarów sprawdzających, według projektu drogi lub kolei, w celu oznaczenia na gruncie osi robót oraz śladów skarp i ich kierunków, na długości kilku kilometrów (4—5 km), gdy w terenach górskich taka sama partia może niekiedy wykonać pomiary i oznaczenia na długości zaledwie kilkudziesięciu metrów.

Jak widzimy z podanego przykładu, koszty pomiarów i oznaczenia robót ziemnych na gruncie są bardzo indywidualne, nie dają się ująć we wzory lub normy i w każdym poszczególnym wypadku winny być obliczane w zależności od miejscowych warunków terenowych oraz płac personelu technicznego i robotników, przyjmując dla różnych warunków terenowych, różne normy dziennej wydajności pracy na podstawie doświadczeń z praktyki.

### 3. Koszty nabycia lub wywłaszczenia ziemi, znajdujących się na niej budynków, zniszczonych zasiewów itp.

Dobrze opracowany projekt szczegółowy robót ziemnych, potrzebnych dla budowli inżynierskich, daje możliwość opracowania planu sytuacyjnego terenów niezbędnych dla tych budowli, co znowu daje możliwość określenia wartości tych terenów wraz ze znajdującymi się na nich budynkami, zadrzewieniem, zasiewami itp.

Nabycie przez osobę lub instytucję praw własności na potrzebne tereny wraz ze znajdującymi się na nich budynkami, zadrzewieniem itp. może nastąpić albo w drodze dobrowolnej umowy, albo też na podstawie wywłaszczenia, opartego na obowiązujących ustawach i przepisach, które przewidują możliwość wywłaszczenia potrzebnych terenów wraz z przynależnościami na rzecz osoby lub instytucji wykonywującej budowę, o ile budowa ta należy do rzędu inwestycji użyteczności publicznej.

Odpowiednie przepisy, w tej materii wydane, przewidują skład komisji szacunkowych, powoływanych do oceny wywłaszczanych gruntów wraz z przynależnościami, zasady, na których ma być ustalona cena itp. Do takich komisji powoływani są rzeczoznawcy, znający miejscowe warunki, ceny itp.

Od orzeczeń tych komisji mogą być podawane odwołania do wyższych instancji lub sądów.

Orzeczenia komisji wywłaszczeniowych — po ich uprawomocnieniu się — dają nam wysokość kosztów nabycia potrzebnych terenów z przynależnościami, o ile przed tym nie nastąpiła dobrowolna ugoda.

Na poszczególne części terenów nabywanych lub wywłaszczanych mogą być ustalone różne ceny jednostkowe, nie-raz bardzo różniące się między sobą — w zależności od ich wartości użytkowej.

#### 4. Koszt robót zabezpieczających

Do nich należą takie roboty, jak umocnienia skarp, ubicie nasypów, mury oporowe lub okładzinowe, drenowanie powierzchni usuwowych itd.

Ilość tego rodzaju robót w jednostkach miar (*m. bież.*  $m^2$ ,  $m^3$ ) może być łatwo obliczona według projektu, o ile projekt jest opracowany szczegółowo i roboty są wykonywane ściśle według projektu; w przeciwnym razie ilość robót winna być wymierzona już po wykonaniu robót.

Koszty jednostek robót (wykonanie, np. 1  $m^2$  darniowania, 1  $m^3$  muru oporowego z kamienia na zaprawie lub bez zaprawy, suchego itp.) określa się na podstawie danych praktycznych, zebranych w specjalnych podręcznikach czy też w tablicach analizy cen.





Jeżeli przez  $K_1$  oznaczymy koszt dobycia ziemi objętości  $V m^3$ , otrzymamy zależność:

$$K_1 = \alpha \cdot V \dots \dots \dots (1)$$

We wzorze (1) współczynnik  $\alpha$  — koszt dobycia  $1 m^3$  ziemi, który dla danej roboty o objętości  $V m^3$  jest stały, ale dla różnych robót może wahać się w szerokich granicach.

Wartość  $\alpha$  zależy:

1. od rodzaju gruntu;
2. od sposobu dobywania ziemi i naładowywania na narzędzia (środki) przewozowe; ma tu wpływ amortyzacja narzędzi lub maszyn, użytych do dobywania, niezbędne ich naprawy i wydajność;

3. od miejscowych warunków, wpływających na koszt robocizny: od jakości robotnika (robotnik wykwalifikowany w robotach ziemnych, wdrożony do tych robót i robotnik nie wdrożony, np. bezrobotny). Wreszcie organizacja robót ma tu wpływ poważny: inna będzie wydajność — znacznie większa — gdy roboty ziemne wykonywane są na akord racjonalnie ustalony; inna, gdy są wykonywane roboty ziemne na dniówkę.

W różnych podręcznikach inżynierskich znajdujemy przeciętne normy dobywania ziemi.

Dla przykładu przytaczamy przeciętne normy robocizny przy dobywaniu ręcznym wraz z naładowaniem na narzędzia (środki) przewozowe <sup>1)</sup> (tablica XXIII):

Tablica XXIII

R o d z a j g r u n t u	Niezbędna robocizna godz/1 m <sup>3</sup>		
	z naładow. na taczki	na wózki wywrotowe	na wózki wywrotowe wysokie i sa- moch. cięż.
piasek i żwir . . . . .	0,6 — 1,0	0,7 — 1,1	0,8 — 1,2
grunt piaszczysto-gliniasty. . .	1,0 — 1,5	1,1 — 1,8	1,2 — 2,2
margiel i grunt glin.-piaszcz. .	1,5 — 2,6	1,8 — 2,8	2,2 — 3,2
głina i twardy margiel . . . .	2,6 — 3,6	2,8 — 3,8	3,2 — 5,0

<sup>1)</sup> P. Lewsen. Selbstkostenermittlung im Strassenbau. Berlin, 1936.

Do kosztów robocizny należy dodać koszt amortyzacji i napraw narzędzi, przy pomocy których wykonywane jest do-  
bywanie ziemi.

Jeżeli dobywanie jest wykonywane przy pomocy materia-  
łów wybuchowych, należy ustalić przy pomocy prób koszt ro-  
bót wybuchowych: robocizny, narzędzi lub maszyn i materia-  
łów wybuchowych.

O ile zastosowane są łopaty mechaniczne (bagrownice  
łyżkowe lub bagrownice kubłowe) należy przyjąć wydajność  
przeciętną z uwzględnieniem nieuniknionych przerw pod-  
czas roboty na drobne naprawy, smarowanie, przesuwanie itp.  
i obliczyć koszty utrzymania tego rodzaju maszyn w ruchu,  
a więc koszty niezbędnej obsługi, koszty materiałów pędnych,  
smarów, drobnych napraw oraz uwzględnić koszty amortyzacji  
maszyn.

Dość często powierzchnia gruntu wzrusza się przy pomo-  
cy pługów lub karczowane są pnie drzew; koszt tych robót  
(koszty robocizny wraz z amortyzacją i kosztami napraw na-  
rzędzi) zwykle rozkładany jest na całą ilość ziemi, dobywanej  
na pewnym odcinku.

O ile są używane przyrządy i maszyny, służące do do-  
bywania ziemi i jednocześnie do jej przewozu (np. łopaty konne  
lub traktorowe), należy koszt dobycia i przewozu ziemi obli-  
czać razem, nie dzieląc go na dwie pozycje—dobycia i prze-  
wozu; w tym wypadku zwykle koszty te bywają umieszczane  
w rubryce kosztów przewozu.

## 6. Koszt przewozu ziemi

Koszt przewozu wraz z wyładowaniem ziemi dobytej i na-  
ładowanej na środki przewozowe jest funkcją stosunkowo dość  
dużej ilości zmiennych.

Oprócz odległości przewozu na koszt przewozu mają  
wpływ: waga jednostki objętości przewożonej ziemi; rodzaj  
środków przewozowych; rodzaj siły pociągowej; ilość przewo-  
żonej ziemi, z którą związany być może wybór tego lub inne-  
go rodzaju środków przewozowych; przekrój podłużny drogi

przewozu; sposób organizacji przewozu (na akord czy na dniówkę); koszt i jakość robocizny oraz koszt siły pociągowej.

Jeżeli koszt przewozu ziemi objętości  $V m^3$  oznaczymy przez  $K_2$ , przeciętną odległość przewozu przez  $l$ , mamy:

$$K_2 = \beta \cdot l \cdot V \dots \dots \dots (2)$$

We wzorze (2)  $\beta$  oznacza koszt przewozu i wyladunku  $1 m^3$  ziemi dobytej i naładowanej na środki przewozowe.

Wartość  $\beta$  zależna jest od wymienionych warunków miejscowych, a poniekąd i od  $l$  — przeciętnej odległości i od  $V$  — objętości ziemi, ponieważ od nich zależy wybór tego lub innego środka przewozowego.

*Skala cen przewozu.* Aby koszt przewozu ziemi był możliwie jak najmniejszy, trzeba wybrać najodpowiedniejsze dla danych warunków środki przewozowe.

W tym celu należy ułożyć tak zwaną skalę cen przewozu przy pomocy różnych środków przewozowych, które mogą wchodzić w rachubę przy wykonywaniu danych robót ziemnych.

Skalę cen przewozu układa się w sposób następujący:

Przede wszystkim trzeba określić czas jednego obrotu, to jest czas, potrzebny na przewóz środka przewozowego, naładowanego ziemią z miejsca doborcia ziemi do miejsca wyladunku i na powrót już opróżnionego środka przewozowego do miejsca doborcia ziemi; ten czas jednego obrotu winien być określony dla różnych odległości przewozu i dla różnych środków przewozowych, które w danych warunkach mogłyby wchodzić w rachubę przy wykonaniu danych robót ziemnych; mogą to być taczki, wózki dwukołowe, zwykłe wozy gospodarskie lub wozy konne specjalnie zbudowane do robót ziemnych, wózki kolejkowe, ciągnięte przez ludzi bądź przez konie, albo też lokomotywy lub silniki spalinowe, wreszcie pociągi robocze normalnej kolei żelaznej, łopaty konne lub traktorowe.

Czas jednego obrotu określa się w sposób następujący przy założeniu, że przewóz odbywa się na odcinku poziomym.

Środek przewozowy, naładowany ziemią, porusza się z pewną przeciętną szybkością  $v_1 m/sek$ ; szybkość ta dla różnych środków przewozowych znana jest z praktyki; dane te można

znaleźć w różnych podręcznikach inżynierskich; w razie potrzeby określa się doświadczalnie dla danych warunków pracy.

W drodze powrotnej — po wyładowaniu ziemi — środek przewozowy powraca do miejsca, gdzie ładowana jest ziemia, z szybkością inną, zwykle większą; oznaczymy ją przez  $v_2$  m/sek. Ta szybkość dla poszczególnych środków przewozowych również zwykle znana jest z praktyki; w razie potrzeby można określić ją doświadczalnie.

Czas potrzebny na wykonanie jednego obrotu przy przewozie ziemi na odległość  $x$  metrów równa się  $\left(\frac{x}{v_1} + \frac{x}{v_2}\right)$ . Jeżeli wprowadzimy średnią szybkość dla jednego obrotu i oznaczymy ją przez  $v$  m/sek, otrzymamy równanie:

$$\frac{2x}{v} = \frac{x}{v_1} + \frac{x}{v_2},$$

skąd:

$$v = \frac{2 \cdot v_1 \cdot v_2}{v_1 + v_2} \quad \dots \quad (3)$$

Do czasu, potrzebnego dla jednego obrotu, należy dodać czas  $t$ , jaki jest potrzebny na wyładowanie i obrócenie środka przewozowego; całkowity czas  $T$ , potrzebny dla jednego obrotu:

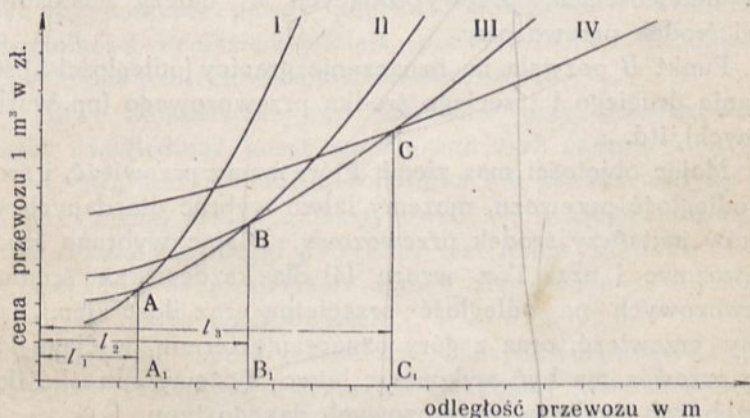
$$T = \left(\frac{2x}{v} + t\right) = \frac{2x + vt}{v} \quad \dots \quad (4)$$

Gdy po powrocie do miejsca dobywania ziemi trzeba czekać na naładowanie, ponieważ siła pociągowa (człowieka, zwierząt pociagowych lub silnika) nie może zaraz być użyta do przewozu już naładowanych środków przewozowych, wtedy do czasu  $t$  potrzeba dodać czas, potrzebny na naładowanie. Jeżeli przez  $k$  oznaczymy koszt przewozu ziemi jednym środkiem przewozu (np. jedną taczka, jednym wozem konnym, jednym wózkiem kolejkowym, jednym pociągiem drogowym itp.) w ciągu jednego dnia roboczego lub jednej zmiany, a przez  $J$  objętość w  $m^3$  danego środka przewozowego, wtedy z równania (4) wyprowadzamy:

$$T \cdot \frac{k}{J} = \frac{2x + vt}{v} \cdot \frac{k}{J} = \text{kosztowi przewozu } 1 \text{ } m^3 \text{ ziemi.} \quad (5)$$

Koszt ten jest zależny od odległości przewozu i od  $t$  — czasu (wyrażonego w ułamku długości dnia roboczego lub zmiany), potrzebnego na obracanie środka przewozowego i wyładowanie ziemi; do czasu tego dolicza się, jak to wyżej już podano, czas potrzebny na naładowanie środka przewozowego, jeżeli w miejscu dobywania ziemi siła pociągowa musi czekać na naładowanie i nie może być użyta od razu do naładowanych środków przewozowych.

We wzorze (5) do  $k$  wliczamy koszt robocizny dla obsługi danego środka przewozowego w ciągu dnia roboczego lub zmia-



Rys. 222.

ny według cen miejscowych, koszt siły pociągowej, wydatek na amortyzację kapitału, włożonego w kupno środka przewozowego oraz na odpowiednie oprocentowanie tego kapitału, przyjmując używalność środka przewozowego z praktyki na pewien okres czasu.

Wzór (5) daje możliwość ułożenia skali cen przewozu  $1 m^3$  na różne odległości w postaci wykresu dla różnych środków przewozowych, jakie dla danej roboty ziemnej mogą wchodzić w rachubę. Schemat skali cen przewozu, podany jest na rys. 222.

Na wykresie tym linia (I) daje koszt przewozu  $1 m^3$  na różne odległości przy pomocy takiego środka przewozowego (np. taczek), przy użyciu którego koszt przewozu, mniejszy od kosztu przewozu przy pomocy innych środków przewozowych na odległościach mniejszych, przy większych odległościach

wzrasta szybciej, niż koszt przewozu przy pomocy innych środków przewozowych.

Linia (II) daje koszt przewozu  $1 m^3$  na różne odległości przy pomocy takiego środka przewozowego (np. wozów dwukółowych), przy użyciu którego koszt przewozu na mniejsze odległości jest większy, niż przy użyciu pierwszego środka przewozowego, a na dalsze — mniejszy. Linie (I) i (II) przecinają się w p. A, który daje nam możliwość określenia odległości ( $l_1$  — na wykresie), stanowiącej granicę, do której ze względu na koszty powinno się używać pierwszego środka przewozowego; przy odległościach, przewyższających  $l_1$ , należy zastosować drugi środek przewozowy.

Punkt B pozwala na oznaczenie granicy (odległości  $l_2$ ) stosowania drugiego i trzeciego środka przewozowego (np. wozów konnych) itd.

Mając objętości mas ziemi, które mamy przewieźć, i średnią odległość przewozu, możemy łatwo wybrać dla danych warunków najtańszy środek przewozowy. Mając wybrane środki przewozowe i czas  $T$  z wzoru (4) dla każdego ze środków przewozowych na odległość przeciętną oraz ilość ziemi, jaką mamy przewieźć, oraz z góry oznaczając termin, w ciągu którego przewóz ma być wykonany, łatwo możemy określić ilość potrzebnych środków przewozowych danego typu.

Do zastosowania skali cen przewozu powrócimy w końcu niniejszego rozdziału przy rozdziale mas ziemi.

Niżej przytoczony jest szereg wskazówek praktycznych, służących do obliczania kosztu przewozu ziemi; zaznaczyć trzeba, że przytoczone one są dla ogólnej orientacji i że więcej szczegółów potrzebnych do kalkulacji kosztów oraz różne tablice oparte na danych z praktyki znaleźć można w różnych podręcznikach inżynierskich.

1. Taczki. Droga, którą robotnik może przebyć, ciągnąc taczkę, naładowaną w jedną stronę („tam”) i wyładowaną z powrotem, przy normalnym robotniku, wdrożonym do tego rodzaju robót, wynosi przeciętnie 24 km w ciągu 8 godzin, co odpowiada średniej szybkości 0,83 m/sek. Na naładowanie i wyładowanie taczek robotnik zużywa 1—1,5 min; w ciągu tego czasu idąc z szybkością 0,83 m/sek, mógłby przejść odległość 50—75 m.

Jeżeli przez  $d$  oznaczymy odległość (w metrach) przewozu ziemi, to ilość obrotów w ciągu 8-godzinnego dnia roboczego wyniesie:  $x = \frac{24000}{2d + 50}$ , względnie  $\frac{24000}{2d + 75}$  obrotów.

Znając pojemność taczki, możemy obliczyć, co może jeden robotnik przewieźć w ciągu dnia roboczego na daną odległość.

Wzór powyższy jest wyprowadzony dla odcinków poziomych lub ze wzniesieniem  $< 3-4\%$ .

Przy większych wzniesieniach na zasadzie danych z praktyki przyjmujemy pewne poprawki odległości  $d$  w zależności od wielkości wzniesień; istnieją specjalne tablice dla takich poprawek dla różnych środków przewozowych.

Przy kalkulacjach cen przewozu przy pomocy taczek trzeba uwzględnić koszt amortyzacji oraz napraw w wysokości ok.  $10\%$  kosztu dniówki robotnika lub zakłada się, że taczka (drewniana) winna zamortyzować się w ciągu półrocznego użytkowania; do taczki potrzebny jest jeden robotnik; jedynie na większych wzniesieniach dodaje się pomoc na wyciąganie taczek na takich wzniesieniach.

Na różne roboty pomocnicze dodaje się  $5\%$  kosztu dniówki robotnika; oddzielnie uwzględnia się koszty nabycia desek dla torów taczkowych, zakładając, że zużywają się one przy 50 taczkach, pracujących dziennie, w ciągu 50 dni.

Wreszcie pewną ilość taczek trzeba mieć w rezerwie (przynajmniej  $5\%$  ich ilości).

2. Wozy konne typu gospodarskiego. Jeżeli są wynajmowane—do kalkulacji wchodzi cena wynajmu (dniówki), szybkość średnia  $1,06$  m/sek oraz objętość ziemi, jaka zmieści się w wozie gospodarskim typu przeciętnego, używanego w danej miejscowości. Do kosztu wynajmu, w zależności od przeciętnej odległości przewozu i objętości wozu, trzeba dodać koszt robocizny potrzebnej do wyładowania.

Jeżeli przewóz ziemi odbywa się przy pomocy wozów nie wynajmowanych, a zakupionych specjalnie dla robót wraz z końmi, a w niektórych wypadkach nawet wozów o specjalnej konstrukcji, należy przede wszystkim ustalić koszt pracy takiego wozu: do kosztu tego należy zaliczyć koszt utrzymania siły pociągowej (konia lub koni), koszt robocizny (woźnicy oraz

robotnika przy wyładowywaniu), koszt amortyzacji i oprocentowania kapitału, rozkładając amortyzację na kilka lat (np. dla koni na 8—10 lat, a dla wozu na 5 lat); wreszcie do kosztów pracy takich wozów zaliczyć trzeba koszt napraw wozu i uprząży, smarowania wozu, kucia koni i ich leczenia, urządzenia lub wynajmu stajni, koszt ubezpieczenia społecznego robotników itd.

3. **Wózki dwukołowe.** Jeżeli wózki pchane są przez ludzi, trzeba uwzględnić przy jednym wózku koszt robocizny (2 robotników); średnia szybkość  $0,9 \text{ m/sek}$ . Czas  $t$  potrzebny na wyładowanie i obracanie wózków = ok. 5 min.

Do kosztu robocizny należy dodać koszt pomocy przy wyładowywaniu wózków.

Wreszcie uwzględnić trzeba koszty napraw, amortyzacji i oprocentowania wydatku na nabycie wózków oraz na urządzenie torów z desek, zakładając, że wózek wytrzyma 2 — 3 sezony pracy.

Jeżeli wózki są ciągnięte przez konie, zwykle jeden koń ciągnie 2—3 wózki. Średnia szybkość  $v = 1,03 \text{ m/sek}$ , a czas  $t = 8 \text{ min}$  — na wyładowanie i obracanie.

Gdy koń czeka w miejscu dobywania ziemi na naładowanie wózka, przyjmuje się  $t = 14 \text{ min}$ .

Pomoc przy wyładowywaniu wózków, ciągniętych przez konie jest kilkakrotnie większa, niż w wypadku stosowania siły pociągowej ludzkiej.

4. **Łopaty konne.** Szybkość przewozu, w zależności od typu łopat = ok.  $1,0 \text{ m/sek}$ . Przy obliczaniu objętości ziemi przewożonej przyjmuje się, że łopaty konne są napełnione najwyżej w 50%—75% teoretycznej objętości łopaty.

Na koszty przewozu przy pomocy łopaty konnej składają się: koszt wynajmu lub utrzymania koni, w ostatnim wypadku wraz z amortyzacją i oprocentowaniem kapitału, wydatkowanego na ich nabycie; koszt napraw łopaty i uprząży oraz amortyzacji z oprocentowaniem wydatku na ich nabycie.

Zwykła łopata konna wystarcza na 1 sezon robót, łopaty zaś na kołach — na 5 sezonów. Czas potrzebny na naładowanie, wyładowanie i obrócenie łopaty  $t = 1,5 \text{ min}$ .

Wreszcie do kosztu przewozu przy pomocy łopat konnych



doliczyć należy koszt 1 woźnicy i pomocy przy wyrównywaniu ziemi; pomoc ta wynosi około 0,5 robotnika na 1 łopatę konną.

5. Kolejki robocze. Przy obliczaniu kosztów przewozu przede wszystkim trzeba uwzględnić amortyzację i oprocentowanie kapitału, wydatkowanego na nabycie toru i taboru, wychodząc z obliczenia kosztu nabycia i przybliżonej wartości toru i taboru po ukończeniu robót; przy obliczaniu długości potrzebnego toru trzeba dodać 20%—30% średniej odległości przewozu na mijanki, rozjazdy itp.

Przy zastosowaniu siły pociągowej ludzkiej do poruszania jednego wózka z ziemią, o objętości  $2 m^3$ , potrzeba 2 robotników; dla wózka, o objętości  $0,5 m^3$ , wystarcza 1 robotnik; szybkość przewozu średnio wynosi około  $1,0 m/sek.$  Strata czasu na wyładunek i przesuwanie na mijankach wynosi  $8 min.$  Umożnienie kosztu wózków rozłożyć należy na okres do 7 lat przy 200 dniach roboczych w ciągu roku. Na naprawy, smary itp. dodaje się 10% do kosztu kupna taboru. Koszt toru i podkładów rozkłada się na 10 lat przy 200 dniach roboczych w ciągu roku.

Poza tym do kosztu przewozu należy dodać wydatek na układanie, przesuwanie, oczyszczanie i utrzymanie (naprawy) toru, zależny od miejscowych warunków pracy.

Przy zastosowaniu siły pociągowej koni przyjąć można, że na odcinku poziomym jeden koń może ciągnąć 3 wózki, o objętości ogólnej  $4,5 m^3$ . Szybkość przewozu wynosi około  $1,25 m/sek.$  Strata czasu na wyładunek i przeprężanie koni wynosi  $t = 10 min.$  Koszty kupna toru i taboru winny być rozłożone, jak w wypadku poprzednim.

Poza tym do kosztu przewozu trzeba wprowadzić koszt siły pociągowej koni.

Przewozy końmi stosuje się przy ilościach ziemi do  $20000 m^3$  i odległości przewozu do  $500 m.$

Gdy ilość przewożonej ziemi wynosi więcej niż  $20000 m^3$  i odległość jest większa niż  $500 m,$  zwykle taniej przewóz ziemi można wykonać kolejkami roboczymi, wąskotorowymi przy pomocy siły pociągowej mechanicznej — lokomotywy parowej, silników spalinowych, rzadziej elektrycznych.

Gdy ilość ziemi, którą mamy przewozić, jest większa niż

50000 m<sup>3</sup>, a odległość przewozu większa (1000 m do 10000 m i więcej), stosuje się tory i tabor normalnotorowy.

Średnia szybkość przewozu przy torze wąskim wynosi 1,8 do 3,0 m/sek, przy torze normalnym 2,8 do 4,0 m/sek.

Na torach roboczych mogą być stosowane spadki, zwłaszcza w kierunku ruchu pociągów naładowanych: przy torach wąskich 3,5%, przy normalnych — 1 do 1,5%.

Strata czasu na wyładunek i obroty wynosić może  $t = 15$  do 20 minut.

Amortyzacja i oprocentowanie toru i taboru przy kolejkach rozkłada się: koszt parowozu na lat 10, taboru na lat 7, toru na lat 10; przy kolejkach normalnych — na okresy znacznie dłuższe, gdyż zarówno tor jak tabor po ukończeniu robót mogą być używane przy eksploatacji kolei.

Poza tym wprowadzić należy koszt obsługi lokomotywy i pociągu oraz koszty siły pociągowej, a więc koszt węgla i wody, smarów, napraw itp. Np. węgla potrzeba przeciętnie 2—2½ kg na godzinę 1 konia parowego itd.

Wpływ wzniesień ma wpływ na koszty przewozu. W przybliżeniu można przyjąć, że koszty przewozu nie wzrastają w stosunku do kosztów przewozu po drodze poziomej, gdy przewóz odbywa się na wzniesieniach nie przekraczających:

0,03	—	przy stosowaniu wozów gospodarskich,
0,04	"	" " " tacek,
0,10	"	" " " łopat konnych,
0,015	"	" " kolejek rob. przy sile poc. ludzkiej,
0,015	"	" " " " " " koni,
0,008	"	" " " " " " mechan.,
0,005	"	" " kolei normalnej i trakcji mechan.

O ile część drogi przewozu ziemi ma wzniesienia, których wielkość przekracza powyższe wartości, należy<sup>1)</sup> do średniej odległości  $x$  wprowadzić poprawkę na podstawie doświadczeń praktyki, a mianowicie przyjmować zastępczą odległość  $x_1 = x + z.h$ ; we wzorze tym  $h$  oznacza różnicę poziomów na takich większych wzniesieniach, a  $z$  jest współczynnikiem doświadczalnym.

<sup>1)</sup> Według Meyera.

- Spółczynnik  $z = 12$  — dla taczek;  
 $= 25$  — dla wózków dwukołowych, pchanych przez robotników;  
 $= 50$  — dla wózków dwukołowych konnych;  
 $= 89$  — dla kolejek roboczych przy ludzkiej sile pociągowej;  
 $= 120$  — dla kolejek roboczych przy sile pociągowej koni;  
 $= 250$  — dla kolejek roboczych, poruszanych przy pomocy lokomotyw.

## 7. Obliczanie objętości robót ziemnych

Dla możliwości obliczenia kosztu robót ziemnych oraz dla opracowania programu przewozu przy dążeniu do osiągnięcia najmniejszych kosztów przewozu, konieczne jest określenie objętości robót ziemnych na poszczególnych odcinkach tych robót.

Projekty techniczne robót ziemnych, wykonywanych dla budowy inżynierskich tego rodzaju, jak koleje, drogi, kanały itp. zawierają przekrój podłużny, opracowany w założeniu, że przez oś budowy przeprowadzona jest powierzchnia pionowa; powierzchnia ta przecina powierzchnię terenu po linii falistej, którą wyrysowuje się na przekroju podłużnym w podziałce zniekształconej, a mianowicie dla wyraźniejszego przedstawienia rzeźby terenu w podziałce większej dla rzędnych wysokościowych i mniejszej dla rzędnych długościowych.

Ponieważ oś robót ziemnych w rzucie poziomym (planie) może nie być prostą i składać się może z odcinków prostych, połączonych odcinkami łuków, przekrój podłużny wykreśla się tak, jakby powierzchnia pionowa, przechodząca przez oś robót ziemnych, była wyprostowana.

Ponieważ na przekroju podłużnym jest oznaczona tzw. niweleta, tj. linia przecięcia się powierzchni pionowej, przeprowadzonej przez oś budowy, z powierzchnią projektowanej budowli ziemnej (np. dnem kanału, koroną nasypu lub wykopu itp.), przeto w każdym miejscu przekroju podłużnego możemy łatwo określić głębokość wykopu czy też wysokość nasypu.

Poza tym na podstawie projektu technicznego robót ziemnych dla każdego punktu na osi budowli, dla którego mamy oznaczoną wysokość nasypu czy głębokość wykopu (a więc dla tzw. punktów hektometrowych i punktów charakterystycznych) możemy mniej lub więcej dokładnie określić powierzchnię przekroju poprzecznego projektowanej budowli.

Dokładniej określi się powierzchnię przekroju poprzecznego, gdy powierzchnia terenu w kierunku prostopadłym do kierunku osi jest pozioma lub prawie pozioma (rys. 223a); mniej dokładnie powierzchnię przekroju oblicza się, gdy powierzchnia terenu jest pochyła w kierunku poprzecznym do osi drogi, a zwłaszcza gdy jest pofałdowana (rys. 223b).

Mając obliczoną powierzchnię przekrojów poprzecznych i odległości pomiędzy sąsiednimi przekrojami poprzecznymi, możemy z pewnym przybliżeniem obliczyć objętość robót ziemnych, jakie mamy do wykonania pomiędzy sąsiednimi przekrojami poprzecznymi.

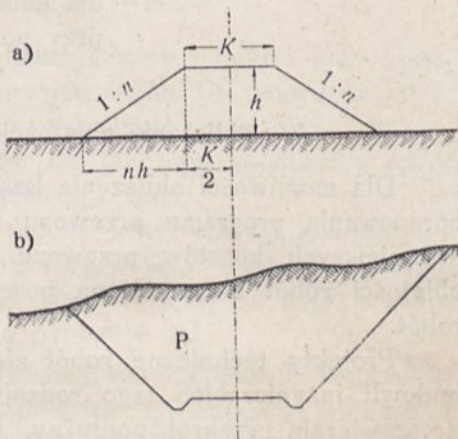
Obliczając oddzielnie objętość robót ziemnych dla nasypów i oddzielnie dla wykopów na poszczególnych odcinkach robót, możemy obliczyć ogólną objętość robót ziemnych, jaka ma być wykonana.

*1. Określenie objętości robót ziemnych, zawartej pomiędzy sąsiednimi przekrojami w odcinkach prostych.*

Praktycy obliczają objętość robót ziemnych pomiędzy dwoma sąsiednimi przekrojami podług wzoru przybliżonego:

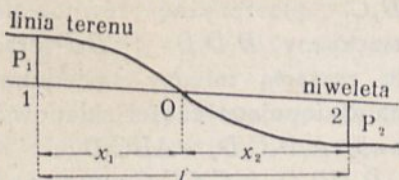
$$V = \frac{P_1 + P_2}{2} \cdot L \dots \dots \dots (1)$$

w którym:  $P_1$  i  $P_2$  → powierzchnie dwóch sąsiednich przekrojów poprzecznych w  $m^2$ , a  $L$  — odległość między przekrojami w  $m$ .



Rys. 223.

Jeżeli jeden z sąsiednich przekrojów jest w nasypie, a drugi w wykopie (rys. 224), między nimi na przekroju podłużnym znajduje się punkt 0 przejściowy z nasypu na wykop w odległości  $x_1$  i  $x_2$  od przekrojów  $P_1$  i  $P_2$ ; daje to możliwość określenia objętości w wykopie (od p. 1 do p. 0) i w nasypie (od p. 0 do p. 2).



Rys. 224.

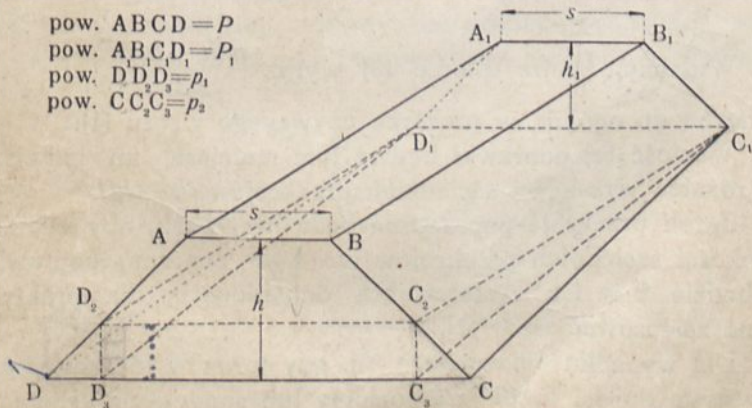
Nie zawsze wzór (1) daje dość dokładne rezultaty: błąd przez zastosowanie tego wzoru jest dość duży, gdy powierzchnie  $P_1$  i  $P_2$ , znacznie się różnią między sobą.

Możemy się spotkać w praktyce z dwoma wypadkami:

1) gdy teren w kierunku poprzecznym do osi budowli ziemnej nie ma spadku (jest poziomy) lub też ma spadek nieznaczny ( $< 10\%$ );

2) gdy teren w kierunku tym ma spadek znaczny o jednakowym pochyleniu do poziomu na całej szerokości, jaką zajmuje budowla ziemna lub gdy powierzchnia terenu jest poła-dowana.

Wypadek 1. Teren nie ma spadku poprzecznego do kierunku osi budowli ziemnej lub też spadek jest nieznaczny.



Rys. 225.

W tym wypadku sąsiednie przekroje poprzeczne są trapezami  $ABCD$  i  $A_1B_1C_1D_1$  (rys. 225).

Przeprowadzając przez  $D_1C_1$  płaszczyznę równoległą do płaszczyzny  $ABB_1A_1$  i płaszczyzny  $D_1D_2D_3 \perp DC$  oraz  $C_1C_2C_3 \perp DC$ , podzielimy bryłę zawartą między sąsiednimi przekrojami  $ABCD$  i  $A_1B_1C_1D_1$  na następujące części składowe:

- 1) pryzmat prosty o podstawie  $A_1B_1C_1D_1 = ABC_2D_2$ ;
- 2) dwie piramidy trójkątne  $D_1DD_2D_3$  i  $C_1CC_2C_3$ ;
- 3) klin  $D_2C_2C_3D_3.C_1D_1$ .

Objętość całej bryły, przyjmując odległość między sąsiednimi przekrojami  $= L$ , można określić:

$$V = P_1 \cdot L + \frac{P - P_1 - (p_1 + p_2)}{2} \cdot L + \frac{p_1 + p_2}{3} \cdot L =$$

$$= \left( \frac{P + P_1}{2} - \frac{p_1 + p_2}{6} \right) \cdot L \dots \dots \dots (2)$$

Jeżeli mamy do czynienia z nasypem o szerokości stałej w koronie  $= s$ , a pochylenia skarp jednakowe o współczynniku pochylenia  $n$  (stosunek rzutu poziomego skarpy do jej rzutu pionowego), wzór (2) może być przedstawiony w formie następującej:

$$V = \left( \frac{P + P_1}{2} - \frac{(h - h_1)^2 \cdot n \cdot 2}{6} \right) \cdot L =$$

$$= \frac{P + P_1}{2} \cdot L - \frac{n(h - h_1)^2}{3} \cdot L \dots \dots \dots (3)$$

Widzimy, że we wzorze (3) wyraz  $\frac{n(h - h_1)^2}{3} \cdot L$  jest poprawką do ogólnie w praktyce używanego wzoru (1).

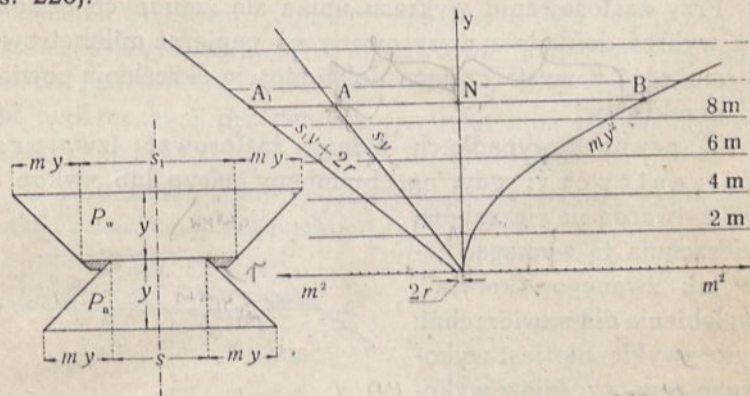
Wartość tej poprawki będzie tym mniejsza, im mniejsza jest różnica wysokości sąsiednich przekrojów  $(h - h_1)$ .

Jeżeli przekroje poprzeczne będą brane tak, aby różnica wysokości sąsiednich przekrojów nie była znaczna, poprawka nie będzie duża i z wystarczającą dokładnością dla praktyki można zastosować wzór (1).

Dla wypadku omawianego (tj. gdy teren w kierunku poprzecznym do osi drogi jest poziomy lub spadek ma nieznaczny,  $< 10\%$ ) dla obliczania powierzchni normalnych przekrojów

poprzecznych budowli ziemnych (kolei żelaznych, dróg, kanałów) można korzystać z odpowiednich tablic, sporządzonych dla różnych często stosowanych przekrojów poprzecznych; daje to oszczędność czasu przy obliczaniu objętości robót ziemnych.

Można również ułatwić sobie obliczanie powierzchni przekrojów przy pomocy specjalnych wykresów, sporządzonych dla przyjętego typu przekrojów poprzecznych nasypów i wykopów (rys. 226).



$$P_w = s_1 y + 2r + m y^2$$

$$P_o = s y + m y^2$$

Rys. 226.

Jeżeli dla drogi czy kolei żelaznej budować będziemy nasypy i wykopy o pewnej stałej szerokości w koronie  $s$  i stałemu pochyleniu skarp  $m$ , a przez  $r$  oznaczmy powierzchnię przekroju poprzecznego rowu o normalnej głębokości, wtedy dla powierzchni przekroju poprzecznego nasypu o wysokości  $y$  otrzymamy wzór:

$$P_n = s \cdot y + m \cdot y^2 \quad \dots \quad (4)$$

Dla powierzchni przekroju poprzecznego wykopu o głębokości  $y$  z rowami normalnej głębokości otrzymamy wzór:

$$P_w = s_1 \cdot y + 2r + m \cdot y^2 \quad \dots \quad (5)$$

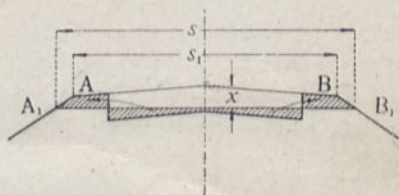
We wzorze (5)  $s_1$  = szerokości korony + dwukrotna szerokość powierzchni rowu normalnych wymiarów.

Wzory (4) i (5) umożliwiają zbudowanie wykresu dla różnych wysokości lub głębokości  $y$ , przedstawionego na rys. 226.

Na osi rzędnych odkładamy wysokości  $y$  nasypów lub głębokości wykopów. Jeżeli przez  $p. N$ , odpowiadający pewnej wysokości nasypu lub głębokości wykopu, przeprowadzić linię równoległą do osi odciętych, odcinek  $AB$  dla nasypów w przyjętej dla zbudowania wykresu podziałce da nam powierzchnię przekroju nasypu, a odcinek  $A_1B_1$  — powierzchnię przekroju wykopu takiej samej głębokości  $y$ .

Przy zastosowaniu wykresu unika się żmudnych obliczeń, gdyż wykres dokładnie wyrysowany na papierze milimetrowym daje możliwość z wystarczającą dokładnością określenia powierzchni przekrojów.

W pewnych wypadkach należy zastosować tzw. przekrój zastępczy: gdy, np. budujemy nasyp lub wykop dla drogi z twardą nawierzchnią, nawierzchnia ta wymagać będzie tak zwanego „koryta”, tj. wgłębienia dla nawierzchni; koryto zwykle nie jest wykonywane jednocześnie z wykonywaniem robót ziemnych, a po pewnym czasie, gdy już można się nie spodziewać osiadania ziemi (rys. 227).



Rys. 227.

Wymiary nawierzchni, tj. szerokość, jej grubość, spadki poprzeczne itd. zależą od rodzaju nawierzchni i są opracowane w projekcie drogi. Aby uniknąć dodatkowego przewozu ziemi w czasie wykonywania nawierzchni i robót wykończeniowych, trzeba przy wykonywaniu robót ziemnych — w zależności od przekroju nawierzchni — wykonać roboty ziemne, stosując przekrój zastępczy o szerokości korony  $s$ , różniącej się od szerokości korony drogi według projektu  $s_1$ ; w tym celu roboty ziemne winny być wykonane niżej o wymiar  $x$  tak, aby po wykonaniu koryta ziemia wyjęta z koryta zmieściła się na poboczach i nie potrzeba było dodatkowego przewożenia ziemi<sup>1)</sup>.

Wypadek 2. Teren ma znaczny spadek poprzeczny o jednakowym pochyleniu do poziomu bądź też jest pofałdowany.

Sposób postępowania zależny jest od tego czy pochylenie

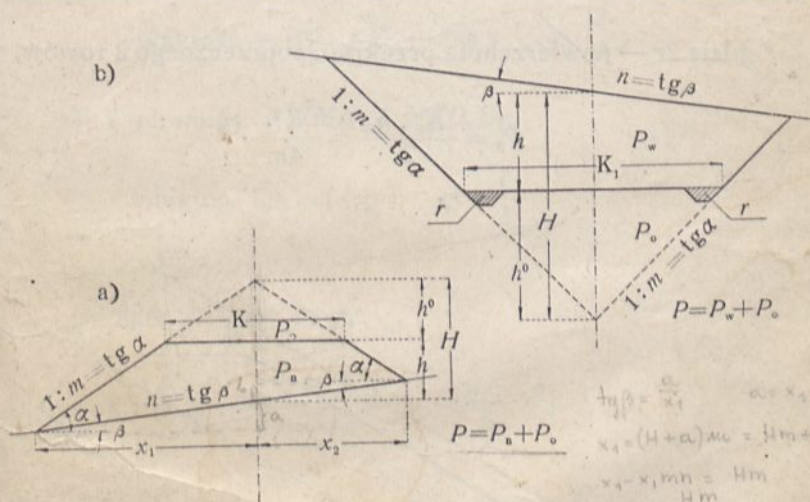
<sup>1)</sup> Patrz *M. Wl. Nestorowicz. Projektowanie Dróg* str. 236 i 237.



terenu określono na zasadzie map warstwicznych, czy też poszczególne przekroje poprzeczne są wyrysowane na zasadzie przeprowadzonej niwelacji poprzecznej.

W pierwszym wypadku w przekrojach poprzecznych pochylenie poprzeczne terenu zwykle przyjmuje się w przybliżeniu na podstawie map warstwicznych, jako jednakowe w granicach przekroju poprzecznego: linia terenu w tym wypadku w granicach przekroju poprzecznego jest prostą pochyłą do poziomu: w wypadku drugim ukształtowanie terenu jest określone na podstawie niwelacji poprzecznej; linia terenu w przekroju poprzecznym przedstawia się, jako linia łamana lub falista, rzadziej, jako prosta pochyła do poziomu.

a. Obliczenie robót ziemnych przy powierzchni terenu płaskiej, pochylonej do poziomu.



Rys. 228.

Powierzchnia przekrojów poprzecznych może być obliczona dość dogodnie z rys. 228: dla nasypu (rys. 228a) mamy:

$$x_1 + x_2 = \frac{2mH}{1 - m^2/n^2}$$

Powierzchnia przekroju ogólna:

$$P = P_n + P_o = \frac{H(x_1 + x_2)}{2} = \frac{m H^2}{1 - m^2 \cdot n^2},$$

skąd:

$$P_n = P - P_o = \frac{m H^2}{1 - m^2 \cdot n^2} - P_o \dots \dots \dots (1)$$

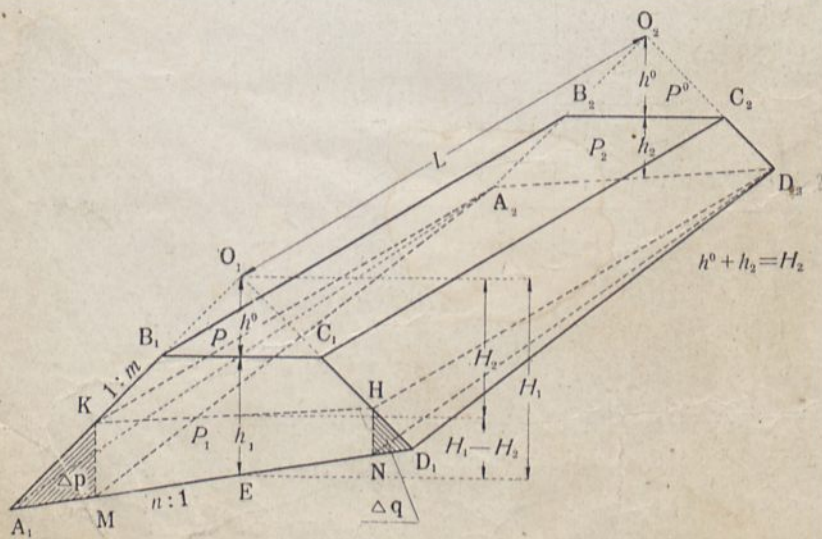
$$P_o = \frac{K \cdot h_o}{2} = \frac{K^2}{4m}, \text{ ponieważ } h_o = \frac{K}{2m}.$$

Po przeprowadzeniu analogicznych obliczeń otrzymamy dla wykopu:

$$P_{\text{wykop}} = \frac{n H^2}{1 - m^2 \cdot n^2} - P_o + 2r \dots \dots \dots (2)$$

gdzie  $2r$  — powierzchnia przekroju poprzecznego 2 rowów, a

$$P_o = \frac{K_1 \cdot h_o}{2} = \frac{K_1^2}{4m}.$$



Rys. 229.

Obliczenie objętości bryły, zawartej pomiędzy dwoma sąsiednimi przekrojami  $A_1B_1C_1D_1$  i  $A_2B_2C_2D_2$ , znajdującymi się na odcinku prostym w odległości  $L$  (rys. 229), można wykonać w założeniu, że powierzchnia terenu jest płaszczyzną z pewnym pochyleniem w kierunku poprzecznym.

Przeprowadzamy podział bryły przy pomocy płaszczyzny  $A_2D_2HK \parallel B_2C_2B_1C_1$  i płaszczyzny  $A_2KM$  i  $D_2HN \perp A_2D_2HK$ ; otrzymamy następujące części składowe bryły:

1) pryzmat  $B_1C_1HK \cdot A_2B_2C_2D_2$ ;

$$\text{objętość} = P_2 \cdot L;$$

2) klin  $A_2D_2 \cdot KHNM$ ;

$$\text{objętość} = (P_1 - P_2 - \Delta p - \Delta q) \cdot \frac{L}{2};$$

3) 2 piramidy  $A_1KMA_2$  i  $NHD_1D_2$ ;

$$\text{objętość ich} = (\Delta p + \Delta q) \cdot \frac{L}{3}.$$

Ogólna objętość bryły:

$$V = \left( \frac{P_1 + P_2}{2} - \frac{\Delta p + \Delta q}{6} \right) \cdot L \dots \dots \dots (3)$$

Wyraz:

$$\begin{aligned} \frac{P_1 + P_2}{2} &= \frac{1}{2} \left( \frac{m H_1^2}{1 - m^2 \cdot n^2} - \frac{K^2}{4m} + \frac{m H_2^2}{1 - m^2 \cdot n^2} - \frac{K^2}{4m} \right) = \\ &= \frac{m}{1 - m^2 \cdot n^2} \cdot \frac{H_1^2 + H_2^2}{2} - \frac{K^2}{2m}, \end{aligned}$$

[p. wyżej równania (1) i (2)].

Wyraz:

$$\frac{\Delta p + \Delta q}{6} = \frac{m(H_1 - H_2)^2}{6(1 - m^2 \cdot n^2)},$$

co wynika z podobieństwa  $\triangle A_1O_1E$  i  $\triangle O_1D_1E$  i  $\triangle A_1KM$  i  $\triangle NHD_1$ , gdyż  $KM$  i  $HN$  są równoległe do  $O_1E$ .

Z powyższego wynika:

$$V = \frac{L \cdot m}{1 - m^2 \cdot n^2} \left[ \frac{H_1^2 + H_2^2}{2} - \frac{(H_1 - H_2)^2}{6} \right] - \frac{K^3 \cdot L}{2m} \quad (4)$$

We wzorze powyższym wartość:

$$\left[ -\frac{Lm}{1 - m^2 \cdot n^2} \cdot \frac{(H_1 - H_2)^2}{6} \right]$$

jest poprawką przy obliczaniu objętości, jaką należy wprowadzać, gdy chcemy dokładniej obliczać objętość, niż podług zwykle stosowanego wzoru:

$$V = \frac{P_1 + P_2}{2} \cdot L$$

Wzór (4) daje możliwość zbudowania wykresów dla normalnych przekrojów nasypów lub wykopów przy uwzględnieniu poprzecznych nachyleń terenu; w praktyce, aczkolwiek dają one dokładniejszą objętość brył, stosunkowo rzadko się stosują, gdyż wymagają żmudnych obliczeń przygotowawczych<sup>1)</sup>; z drugiej strony projektujący roboty ziemne, mający pewną praktykę,

<sup>1)</sup> Szczegóły p. W. Müller, Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten. Berlin 1929.

może zawsze dobrać tak odległość  $L$  pomiędzy sąsiednimi przekrojami poprzecznymi, aby poprawka:

$$\left( -\frac{Lm}{1-m^2 \cdot n^2} \cdot \frac{(H_1 - H_2)^2}{6} \right) = \left( -\frac{Lm}{1-m^2 \cdot n^2} \cdot \frac{(h_1 - h_2)^2}{6} \right)$$

była nieznaczna, co się osiąga przez zbliżenie sąsiednich przekrojów poprzecznych, gdyż wtedy możemy uzyskać zmniejszenie różnicy  $(h_1 - h_2)$ . Przy takim zbliżeniu sąsiednich przekrojów poprzecznych możemy stosować wzór:

$$V = \frac{P_1 + P_2}{2} \cdot L,$$

otrzymując dokładność wystarczającą dla celów praktycznych.

Więcej złożony wypadek jest wtedy, gdy jeden z sąsiednich przekrojów jest w nasypie, a drugi w wykopie lub odwrotnie lub gdy mamy tak zwane odcinkowe przekroje (częściowo w nasypie, częściowo w wykopie).

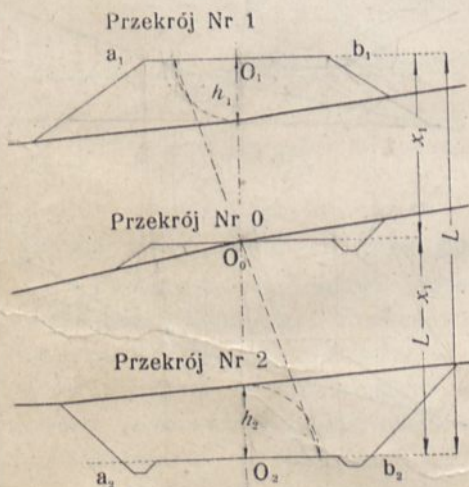
Rozpatrzmy kolejno następujące trzy wypadki:

1) gdy jeden z sąsiednich przekrojów jest w nasypie a drugi w wykopie;

2) gdy obydwa sąsiednie przekroje są odcinkowe;

3) gdy jeden poprzeczny przekrój jest odcinkowy, a drugi całkowicie w nasypie lub wykopie.

Wypadek pierwszy (rys. 230). W tym wypadku trzeba interpolować dodatkowy przekrój poprzeczny, w którym są tak



Rys. 230.

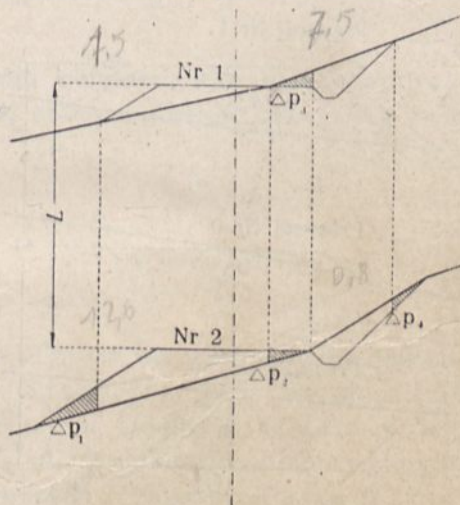
Wypadek pierwszy (rys. 230). W tym wypadku trzeba interpolować dodatkowy przekrój poprzeczny, w którym są tak

zwane zerowe roboty (niweleta jest w poziomie terenu). Przy terenie pochyłym w kierunku poprzecznym w rzeczywistości będzie to przekrój odcinkowy z małymi robotami ziemnymi.

Określenie objętości bryły między przekrojami Nr 1 i Nr 2 sprowadzi się do określenia objętości 2 brył: pierwszej — między przekrojami Nr 0<sub>1</sub> i Nr 0 i drugiej — między przekrojami Nr 0 i Nr 0<sub>2</sub>; wypadek ten sprowadzony zostaje do wypadku trzeciego, o którym mowa jest niżej.

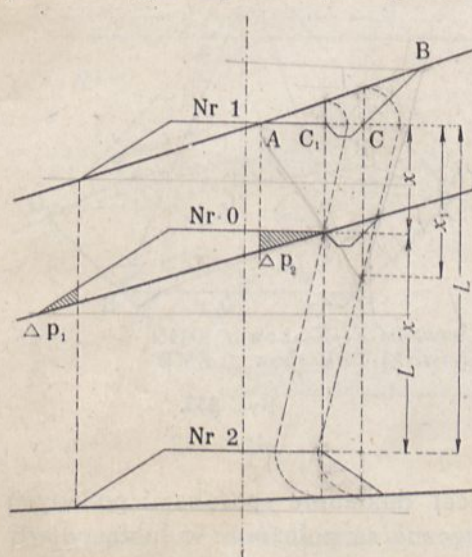
Jeżeli odległość między przekrojami Nr 0<sub>1</sub> i Nr 0<sub>2</sub> jest  $L$ , odległość  $x_1$  przekroju zerowego od przekroju Nr 0<sub>1</sub> określimy graficznie łatwo, jeżeli na linii pionowej wkreślimy dwa sąsiednie przekroje, jak na rys. 230, przy tym podziałka, w jakiej wykreślamy przekroje Nr 0<sub>1</sub> i Nr 0<sub>2</sub> może być inna, niż podziałka pionowa dla odległości  $L$  pomiędzy przekrojami. Odkładając na poziomych liniach  $a_1b_1$  i  $a_2b_2$  wysokość  $h_1$  nasypu (na lewo od p. 0<sub>1</sub>) i głębokość wykopu  $h_2$  (na prawo od p. 0<sub>2</sub>) i łącząc końce odłożonych odcinków na przecięciu z linią 0<sub>1</sub>0<sub>2</sub> otrzymamy p. 0<sub>0</sub> — położenie przekroju „zerowego”, tj. takiego, w którym niweleta robót ziemnych przetnie linię terenu. Aby otrzymać powierzchnię przekroju Nr 0<sub>0</sub>, trzeba mieć pochylenie powierzchni terenu (na podstawie map warstwicznych lub zdjęć terenowych).

Wypadek drugi. W tym wypadku (rys. 231) oddzielnie prowadzimy obliczenie robót ziemnych w wykopie i oddzielnie w nasypie, przy tym, jeżeli zachodzi potrzeba dokładniejszego obliczenia objętości możemy graficznie określić  $\Delta p_1$  i  $\Delta p_2$  dla nasypu i poprawki  $\Delta p_3$  i  $\Delta p_4$  — dla wykopu (porównaj rys. 229 i wprowadzone wzory).



Rys. 231.

Wypadek trzeci. Gdy jeden przekrój jest odcinkowy, a drugi całkowicie w nasypie lub wykopie (rys. 232), możemy sposobem, jak na rys. 230 znaleźć miejsce przekroju (tj. odległość  $x_1$  od przekroju Nr 0<sub>1</sub>), który całkowicie byłby w nasypie (rów pomija się dla uproszczenia); wtedy objętość brył w nasypie można łatwo określić na długości  $x$  oddzielnie i na długości  $(L - x)$  oddzielnie. Co się tyczy objętości wykopu, to jest to objętość piramidy o podstawie  $ABC$  (bez powierzchni



Rys. 232.

rowu dla uproszczenia) i wysokości  $x_1$  nieco większej niż odległość  $x$ , jak to wynika z wykresu, gdyż krawędź korony w wykopie jest w p. C, a nie w p. C<sub>1</sub>.

Ponieważ przekroje odcinkowe są zwykle bliżej położone jeden od drugiego ze względu na to, że i teren tam, gdzie wypadają przekroje odcinkowe zwykle jest więcej połałdowany, zwykle więc i poprawki  $\Delta p$  przy obliczeniach objętości są pomijane.

b. Obliczenia objętości robót ziemnych przy powierzchni terenu falistej.

Przekroje poprzeczne, ograniczone linią terenu łamaną lub krzywą winny być zawsze wykreślane, a powierzchnia ich obliczana indywidualnie, gdyż w tym wypadku nie można stosować żadnych schematycznych wzorów lub wykresów. Obliczanie powierzchni takich przekrojów można wykonać kilkoma sposobami:

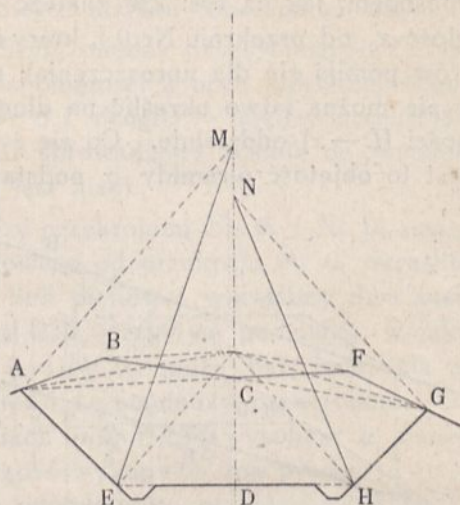
1) dzieląc powierzchnie przekrojów na trójkąty, trapezy, prostokąty itp. i obrachowując powierzchnie każdej części przekroju poprzecznego;

2) obliczając powierzchnię przy pomocy planimetru; praca ta wymaga wprawy;

3) zamieniając nieforemne figury przekroju poprzecznego na trójkąty lub prostokąty równmierne sposobami znanymi w geometrii (rys. 233). W podanym na rysunku przykładzie nieforemna figura  $ABCFGHDEA$  została zamieniona na dwa prostokątne trójkąty o równych podstawach  $ED = DH$  i różnych wysokościach  $DM$  i  $DN$ .

2. Obliczenie objętości bryły ziemi między dwoma przekrojami poprzecznymi położonymi w łuku.

Gdy przekroje poprzeczne znajdują się na odcinku prostej, są położone równoległe do siebie; obliczenie objętości robót ziemnych między nimi przeprowadza się mniej lub więcej dokładnie sposobami podanymi wyżej; gdy przekroje poprzeczne są położone w łuku, wtedy



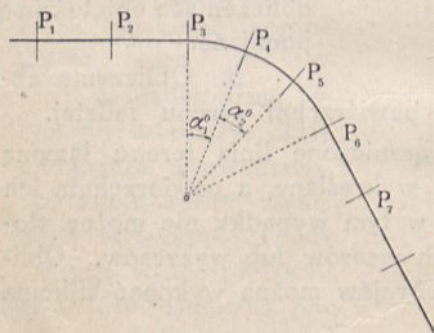
pow.  $DCFGH = \text{pow. } \triangle DNH$   
 pow.  $ABCDE = \text{pow. } \triangle EDM$

Rys. 233.

są one pochylone pod kątem do siebie i bryła ma formę złożoną (rys. 234).

Przy większych promieniach można objętość tej bryły obliczać w przybliżeniu, przyjmując dla uproszczenia, że odcinek osi robót ziemnych pomiędzy sąsiednimi przekrojami jest wyprostowany, a przekroje poprzeczne równoległe; błąd będzie tym mniejszy, im większy jest promień łuku.

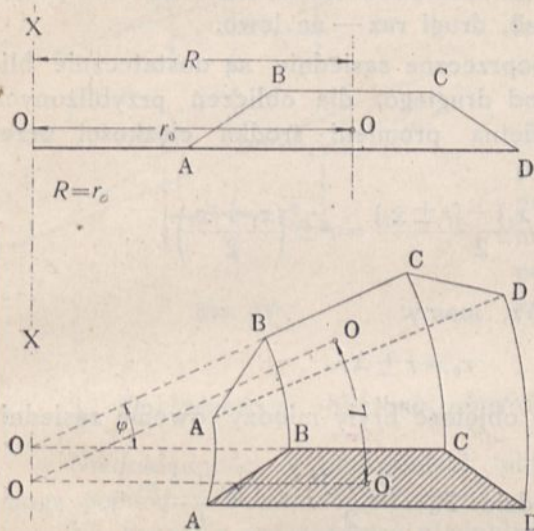
W literaturze technicznej znane są bardzo szczegółowe rozprawy i złożone wzory do obliczania objętości brył pomię-



Rys. 234.



dzę dwoma przekrojami poprzecznymi w łukach; mają one charakter raczej teoretyczny; w praktyce dokładność obliczeń osiąga się przez powiększenie ilości przekrojów poprzecznych i — co za tym idzie — zmniejszenie odległości między nimi.



Rys. 235.

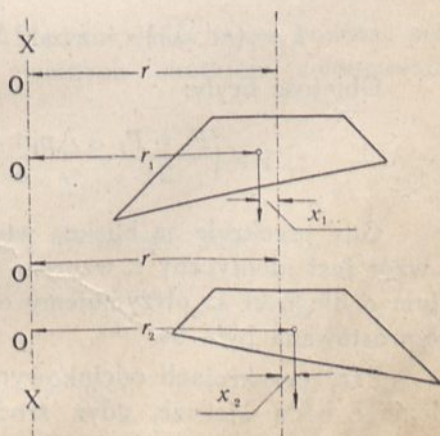
jest poziomy) naokoło osi pionowej  $XX'$ , przechodzącej przez środek łuku  $O$  (rys. 235).

W tym wypadku promień obrotu środka  $r_0$  ciężkości przekroju jest identyczny z promieniem łuku (osi drogi  $R$ ).

Objętość  $V = P \cdot L$ , gdzie  $P$  — powierzchnia przekroju, a  $L$  — długość łuku  $OO'$  o promieniu  $r$ , łączącego punkty  $O$  i  $O'$  (środki ciężkości dwóch sąsiednich przekrojów).

Częściej zdarza się, że promień, jaki opisuje

Objętość brył, zawartych między poprzecznymi przekrojami na odcinkach robót ziemnych, znajdujących się w łuku, może być określona w znany z geometrii sposób, jako objętość otrzymana przez obrót powierzchni przekroju poprzecznego  $ABCD$  (dla uproszczenia przyjmujemy, że teren w kierunku poprzecznym do osi drogi



Rys. 236.

środek ciężkości przekroju, jest albo większy albo mniejszy o wartość  $x$  od promienia łuku  $r$  osi nasypu lub wykopu, w zależności od ukształtowania powierzchni terenu (rys. 236). Wartość ta może się zmieniać w dużych granicach, poza tym  $x$  może być — w zależności również od ukształtowania terenu — raz na prawo od osi nasypu (wykopu), drugi raz — na lewo.

Gdy przekroje poprzeczne sąsiednie są dostatecznie blisko położone jeden od drugiego, dla obliczeń przybliżonych można przyjąć przeciętną promieni środka ciężkości przekroju tj.:

$$r_0 = \frac{(r \pm x_1) + (r \pm x_2)}{2} = r \pm \left( \frac{x_1 + x_2}{2} \right);$$

oznaczając  $\frac{x_1 + x_2}{2} = \Delta r$ , mamy:

$$r_0 = r \pm \Delta r.$$

W tym wypadku objętość bryły między dwoma sąsiednimi przekrojami:

$$V = P_0 \cdot L_0, \text{ gdzie } P_0 = \frac{P_1 + P_2}{2} - \frac{\Delta p_1 + \Delta p_2}{6} \text{ )},$$

a  $L_0$  — długość łuku o promieniu średnim  $r_0 = r \pm \Delta r$  między środkami ciężkości dwóch sąsiednich przekrojów.

Jeżeli wielkość kąta środkowego między 2 sąsiednimi przekrojami oznaczymy w jednostkach liniowych przez  $\alpha$ , wtedy

$$L_0 = (r \pm \Delta r) \alpha = r \cdot \alpha \pm \Delta r \cdot \alpha = L \pm \Delta r \cdot \alpha.$$

Objętość bryły:

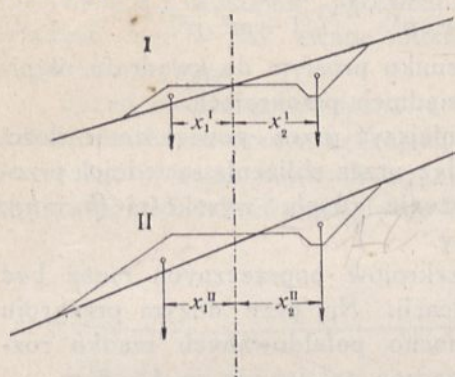
$$V = \left( \frac{P_1 + P_2}{2} - \frac{\Delta p_1 + \Delta p_2}{6} \right) (L \pm \Delta r \cdot \alpha).$$

Gdy przekroje są blisko, wtedy wyraz  $\Delta r \cdot \alpha$  — jest mały i wzór jest identyczny z wzorem na objętość w odcinku prostym o długości  $L$ : otrzymujemy objętość dla bryły, jak gdyby wprostowana była oś.

Przy przekrojach odcinkowych w łuku poprawki dla określenia  $L$  będą większe, gdyż środki ciężkości części przekro-

<sup>1)</sup> Patrz wzór (3) na str. 243.

jów w nasypie względnie w wykopie są dalej położone od osi robót (rys. 237).



Rys. 237.

Przy obliczaniu bardzo dokładnym objętości robót ziemnych należy to mieć na uwadze, zwłaszcza gdy roboty wykonywane mają duże objętości (głębokie wykopy lub wysokie nasypy przy małych promieniach w łukach, np. serpentyny drogowe w górach).

### 3. Dokładność w obliczaniu objętości robót ziemnych

Niedokładności w obliczeniach objętości robót ziemnych mogą pochodzić z różnych przyczyn.

Np. mogą je spowodować niedokładności w zdjęciach terenowych, pominięcie nierówności terenu w obliczeniach powierzchni przekroju poprzecznego, niedokładne przyjęcie pochylenia poprzecznego terenu w obliczeniach itp.

Przy sumiennej pracy niedokładności tego rodzaju dają się sprowadzić do minimum.

Inaczej rzecz się ma z błędami, jakie mogą powstać przy obliczaniu objętości robót ziemnych skutkiem zastosowania uproszczonego wzoru:

$$V_p = \frac{P_1 + P_2}{2} \cdot L,$$

zamiast dokładniejszego wzoru (3) na str. 243.

$$V_d = \left( \frac{P_1 + P_2}{2} - \frac{\Delta p + \Delta q}{6} \right) \cdot L.$$

Błąd (B) powstały wskutek tego:

$$B = V_p - V_d = \frac{\Delta p + \Delta q}{6} \cdot L.$$

Ponieważ z wzoru (4) na str. 244

$$\frac{\Delta p + \Delta q}{6} \cdot L = \frac{m(H_1 - H_2)^2}{\sqrt{1 - m^2 \cdot n^2}} \cdot L = \frac{m(h_1 - h_2)^2}{\sqrt{1 - m^2 \cdot n^2}} \cdot L$$

przełożona różnica ta jest w stosunku prostym do kwadratu różnicy wysokości niwelety w sąsiednich przekrojach.

Można go znacznie zmniejszyć przez powiększenie ilości przekrojów poprzecznych, gdyż przez zbliżenie sąsiednich przekrojów otrzymamy zmniejszenie różnic wysokości ( $h_1 - h_2$ ), przez to i błąd się zmniejszy.

Takie zagęszczenie przekrojów poprzecznych może być zrobione w pewnych granicach. Np. przy dużym przekroju poprzecznym w terenach mocno pofałdowanych rzadko rozmieszcza się przekroje poprzeczne gęściej niż co 4—5 m.

W ogóle zaś powiększenie ilości przekrojów poprzecznych powinno mieć miejsce tylko w tych punktach przekroju podłużnego, w których w kierunku poprzecznym są różnice w charakterze spadku poprzecznego w porównaniu do charakteru spadku w przekrojach sąsiednich.

#### 4. Tablice ilości robót ziemnych

Wyniki obliczeń objętości robót ziemnych winny być zebrane w tablicach specjalnych.

Schemat takiej tablicy jest podany niżej (tabl. XXIV).

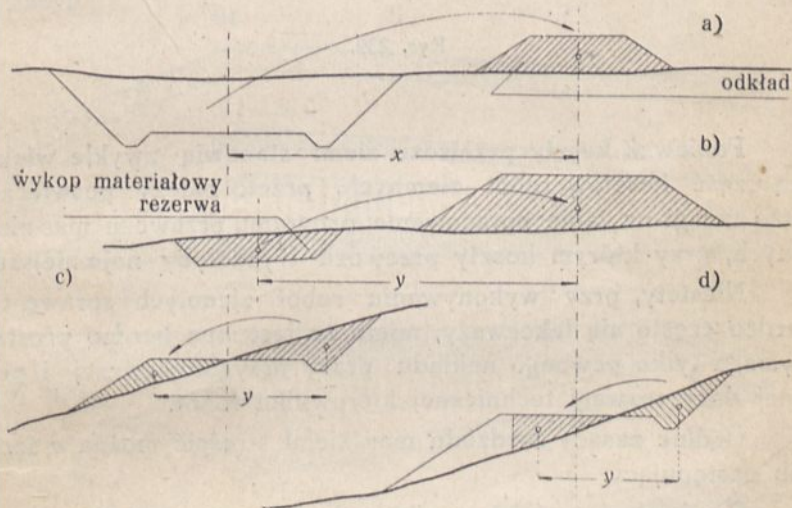
Tablica XXIV

Nr Nr przechr. poprzecz.	Wysokość nasypu lub głęb. wyk.		Powierz- chnia przechr. $P \text{ m}^2$		Średni przechrój $\left(\frac{P_1 + P_2}{2}\right)$ $\text{m}^2$		Odstęp mię- dzy przechr.	Objętość między przechr. jami		Suma ro- bót od po- czątku robót	
	na- syp	wy- kop	na- syp	wy- kop	na- syp	wy- kop		na- syp	wy- kop	na- syp	wy- kop

## 8. Rozdział mas ziemi przy wykonywaniu robót ziemnych

Ziemia z wykopów przewożona jest w nasypy bądź też składana jest w tak zwane odkłady — wały ziemi składane w pobliżu wykopu.

Jeżeli ziemia przewożona z wykopów nie wystarcza na wybudowanie nasypów, brakującą ilość ziemi otrzymuje się, przewożąc ją z tak zwanych wykopów materiałowych (rezerw), zwykle położonych równoległe do nasypów (rys. 238).



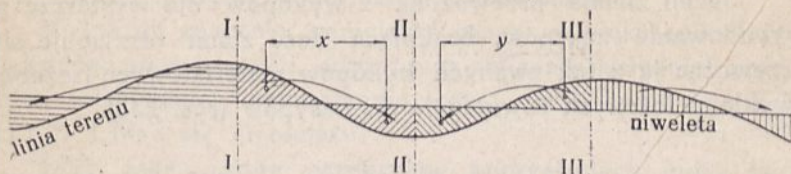
Rys. 238.

Przewóz ziemi podłużny ma miejsce wtedy, gdy ziemia z wykopu przewożona jest na nasypy, jak to przedstawione jest schematycznie na fragmencie przekroju podłużnego budowli ziemnej (np. drogi lub toru kolei) na rys. 239.

Gdy warunki terenowe zmuszają nas do przewozu ziemi z wykopu na odkłady (rys. 238a), z wykopu materiałowego (rezerwy) na nasyp (rys. 238b) lub w przekrojach odcinkowych, z części tych przekrojów położonych w wykopie na część położoną w nasypie (rys. 238c i d), wtedy mamy przewóz poprzeczny.

Rzadko przy robotach ziemnych stosowany jest tylko przewóz ziemi podłużny lub tylko poprzeczny; najczęściej wa-

runki miejscowe zmuszają nas do stosowania obydwóch rodzajów przewozów na pewnych odcinkach, na innych odcinkach—tylko przewozu podłużnego, wreszcie na innych—tylko przewozu poprzecznego.



Rys. 239.

Ponieważ koszty przewozu ziemi stanowią zwykle większą część kosztów robót ziemnych, przeto należy poświęcać dużo uwagi na takie opracowanie programu przewozu mas ziemnych, przy którym koszty przewozu wypadłyby najmniejsze.

Niestety, przy wykonywaniu robót ziemnych sprawę tę bardzo często się lekceważy, mimo że jest ona bardzo prosta, wymaga tylko pewnego nakładu pracy przygotowawczej i pewnej dozy rozważy technicznej kierownika robót.

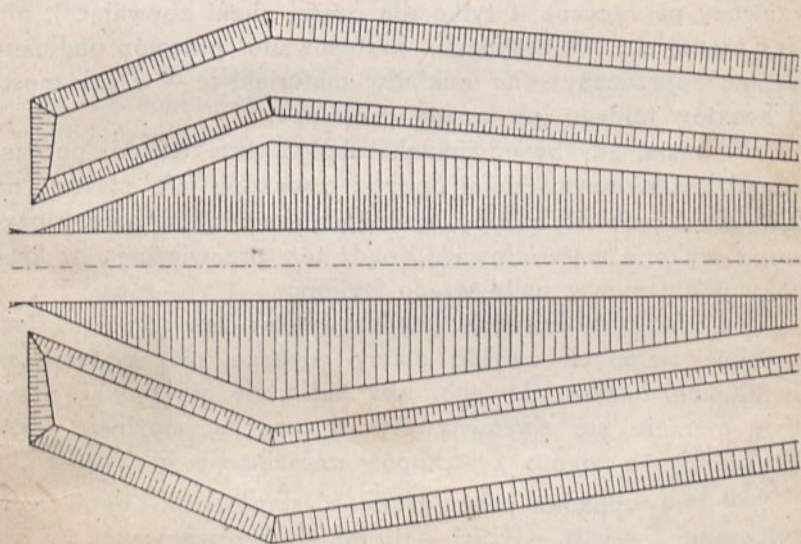
Ogólne zasady rozdziału mas ziemi streścić można w sposób następujący.

Rozdział mas ziemi powinien być opracowany szczegółowo przed przystąpieniem do robót, najlepiej jednocześnie z projektem szczegółowym, gdyż daje to możliwość wprowadzenia do kosztorysu nie przybliżonego, ryczałtowego, kosztu robót ziemnych, a kosztu więcej zbliżonego do rzeczywistego.

Rozdział mas ziemi w terenie równinnym zwykle nie narządza wątpliwości, jakie zjawiają się przy projektowaniu rozdziału mas w terenie pagórkowatym lub górskim i zwykle łątwo może być zaprojektowany.

Na wielu odcinkach czy to dróg, czy kolei żelaznych w terenach równinnych może być zastosowany przewóz ziemi poprzeczny; zwykle na równinach wykonywa się torowiska kolejowe czy też plant drogowy w nasypie niewysokim; potrzebna ziemia na ten nasyp może być uzyskana z rowów lub wykopów materiałowych (rys. 240).

Głębokość i szerokość tych wykopów (rezerw) zależna jest od ilości potrzebnej ziemi, a często od poziomu wody gruntowej, który stawia granicę głębokości wykopów materiałowych, zwłaszcza gdy woda ta, na skutek niekorzystnego ukształtowania terenu, nie może być odprowadzona. Szerokość rezerw (z jednej lub z obydwóch stron nasypu) dobieramy tak, aby ziemi z nich starczyło na nasyp, budowany w granicach tych rezerw. Nie trzeba zapominać przy tym o stałym spulchnieniu gruntu dobytego z wykopu materiałowego i użytego na nasyp.



Rys. 240.

Jeżeli więc na pewnym odcinku mamy wykonać nasyp o objętości  $N m^3$ , z wykopu materiałowego musimy dobyć i przewieźć  $\frac{N}{1 + \delta} = R m^3$  ziemi;  $\delta$  — oznacza współczynnik spulchnienia stałego.

Rezerwom i odkładom nadajemy kształty prawidłowe, aby łatwo można było sprawdzić ich objętość.

Przy robotach ziemnych w miejscowościach równinnych, gdy zachodzi potrzeba podłużnego przewozu ziemi, ilości takiego przewozu mogą być niewielkie, a odległość przewo-

zu — znaczna: przeprowadzona kalkulacja powinna dać nam odpowiedź na pytanie, czy nie taniej będzie przy małych ilościach robót ziemnych podłużnych i przy dużych odległościach przewozu, zrezygnować z robót podłużnych i zastosować roboty poprzeczne. Trudniejsze jest zaprojektowanie podziału mas ziemi przy wykonywaniu robót ziemnych w terenie pagórkowatym lub górskim.

Jeżeli w takich terenach mamy odcinki robót, na których przekroje poprzeczne są odcinkowe, od razu możemy zdecydować, aby na takich odcinkach robót ziemnych zastosowano przewozy poprzeczne i tylko dla części ziemi zbywającej, nie mieszczącej się w nasypach, zastosowano przewóz podłużny lub też poprzeczny — na odkłady materiałowe — w zależności od kosztów takiego lub innego przewozu.

W razie, gdy na odcinkach robót z przekrojami poprzecznymi odcinkowymi ziemi dobytej z wykopu nie starczy na obok znajdujące się nasypy, brakującą ilość ziemi należy uzyskać z wykopu materiałowego, bądź też przewieźć ją w kierunku podłużnym z najbliższego wykopu.

Ponieważ w terenach pagórkowatych lub górskich, ilości robót ziemnych zwykle mamy większe niż w terenach równinnych, dążymy do tego, aby sąsiednie wykopy i nasypy wzajemnie się wyrównywały, tj. aby na możliwie krótkich odcinkach ziemia z wykopów mieściła się w nasypach.

W tym wypadku pewną trudność stanowi określenie (rys. 239) granic I—I, II—II, III—III itd. — wyrównywania się sąsiednich nasypów i wykopów przy jednoczesnym zachowaniu warunku, aby koszt przewozu ziemi był możliwie najmniejszy; koszt ten, jak to już zaznaczono wyżej, zależny jest od odległości przewozu, w przybliżeniu od odległości  $x, y$  itd., tj. odległości środków ciężkości mas ziemi równoważących się wykopów i nasypów.

W pewnych wypadkach zajść może potrzeba porównywania, na pewnych odcinkach, kosztów przewozu podłużnego i kosztów przewozu poprzecznego i wyboru korzystniejszego. Przy ustalaniu kosztów robót poprzecznych duży wpływ mają średnie odległości przewozu  $x, y, \dots$  (rys. 238 i 239).

Porównywując koszty przewozów poprzecznych z kosztami przewozów podłużnych, trzeba do kosztów przewozów po-



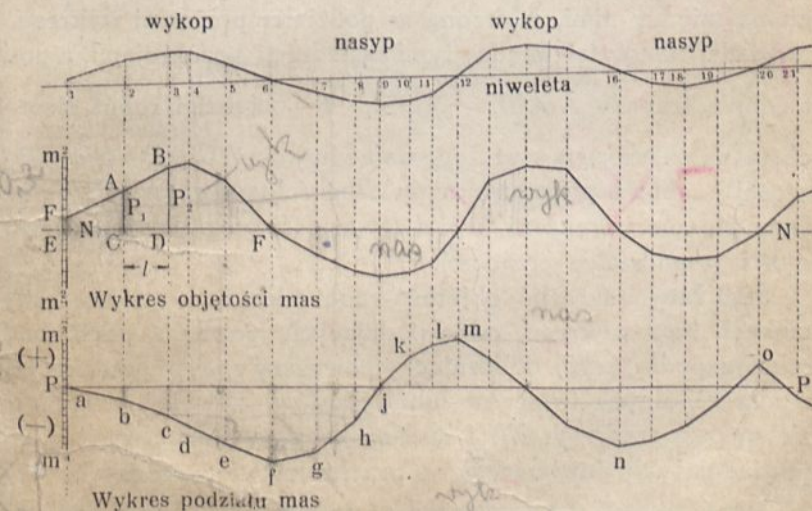
przeznaczonych dodać koszty dodatkowego nabycia lub wywłaszczenia gruntów, potrzebnych dla odkładów lub wykopów materiałowych.

Aby zagadnienie podziału mas ziemi i ich przewozu było racjonalnie rozwiązane i koszty były możliwie najmniejsze, w wielu wypadkach może być zastosowana i dać dobre wyniki metoda wykreślnej podziału mas ziemi.

## 9. Zasady wykreślnej metody podziału mas ziemi przy robotach ziemnych

Metoda ta znana pod nazwą metody Brücknera oparta jest na następujących zasadach.

Pod przekrojem podłużnym projektowanych robót ziemnych lub nad nim, wykreślamy: a) wykres objętości mas i b) wykres podziału mas.



Rys. 241.

Wykres objętości mas wykreśla się w sposób następujący: zwykle pod przekrojem podłużnym lub też nad nim przeprowadza się linię poziomą  $NN$  i na niej oznacza się wszystkie punkty przekroju podłużnego: kilometrowe, hektometrowe i charakterystyczne terenu, dla których mały obli-

czone powierzchnie przekrojów poprzecznych; oznaczamy również punkty przejściowe z wykopów na nasypy i odwrotnie. Odległości pomiędzy poszczególnymi punktami daje się w rzucie poziomym w podziałce przyjętej dla podziałki poziomej (długościowej) przekroju podłużnego.

Od linii  $NN$  w punktach, dla których mamy obliczone powierzchnie przekrojów, odcinamy w dowolnie przyjętej podziałce rzędne, przedstawiające powierzchnie tych przekrojów i to w ten sposób, że rzędne, przedstawiające powierzchnie przekrojów wykopów, odcinamy ponad linią  $NN$ , a rzędne, przedstawiające powierzchnie przekrojów poprzecznych nasypów, — pod linią  $NN$ .

Łącząc końce sąsiednich rzędnych liniami prostymi, otrzymamy wykres objętości mas (rys. 241).

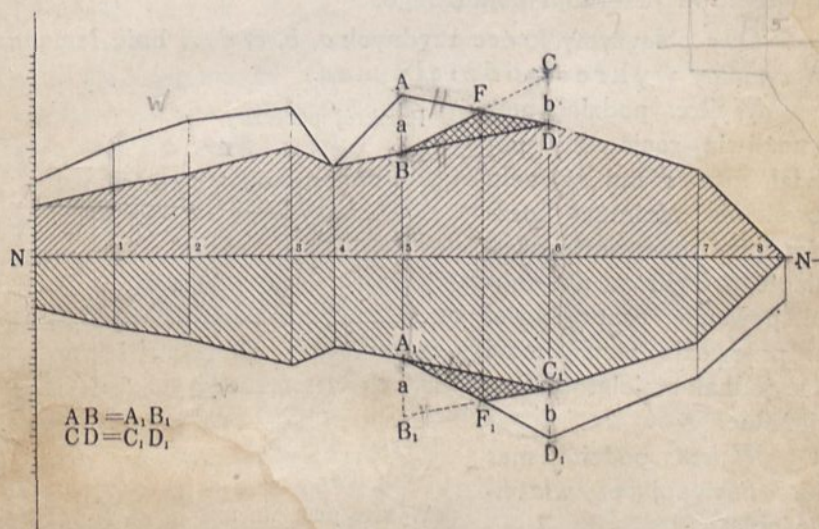
Wykres ten ma następującą właściwość: rzędne  $AC$  i  $BD$ , zmierzone w podziałce pionowej wykresu, są równe powierzchniom sąsiednich przekrojów poprzecznych  $P_1$  i  $P_2$ ; odległość pozioma między nimi, mierzona w podziałce poziomej wykresu, odpowiada odległości między tymi sąsiednimi przekrojami, a powierzchnia trapezu  $ABCD = \frac{P_1 + P_2}{2} \cdot l =$  objętości robót ziemnych, jeżeli do wzoru powyższego wstawimy dla  $AC = P_1$  i  $BD = P_2$  wartości liczbowe po odmierzeniu długości tych rzędnych w podziałce pionowej wykresu, a dla  $l$  wartość po odmierzeniu tej długości w podziałce poziomej.

Stąd łatwo określić objętość robót ziemnych na pewnych odcinkach tego wykresu, odpowiadających pewnym odcinkom przekroju podłużnego, obliczając w powyższy sposób powierzchnie poszczególnych trapezów lub trójkątów, zawartych między poziomą osią rzędnych  $NN$  i łamaną łączącą końce rzędnych, odpowiadających powierzchniom przekrojów poprzecznych.

Jeżeli mamy do czynienia z przekrojami odcinkowymi, dla których mamy obliczone oddzielnie powierzchnie robót w nasypie i oddzielnie w wykopie, wtedy na wykresie objętości mas dla poszczególnych przekrojów odcinkowych odkładamy oddzielne rzędne: ponad linią  $NN$  rzędne dla części powierzchni przekrojów, znajdujących się w wykopie, a pod linią  $NN$  rzędne, odpowiadające częściom powierzchni przekrojów, znajdujących się w nasypie.

Odejmując na wykresie mniejsze rzędne od większych, łatwo znajdziemy dla każdego odcinka robót pomiędzy sąsiednimi przekrojami poprzecznymi objętości nasypów i wykopów wzajemnie się równoważące oraz objętości reszty robót w nasypie lub wykopie.

Sposób wykreślenia tych objętości na wykresie objętości mas, podany jest na rys. 242 i jako prosty, nie wymaga specjalnych objaśnień, nawet dla specjalnego wypadku, rzadziej spotykanego między przekrojami 5 i 6, gdzie określenie ilości równoważących się robót poprzecznych jest nieco więcej złożone.



Rys. 242.

Przy wykreślaniu rzędnych objętości wykopów należałoby zwiększać je o wielkość spulchnienia stałego, ponieważ objętość wykopu  $V \text{ m}^3$  zajmie w nasypie objętość  $V(1 + \delta) \text{ m}^3$ ; we wzorze tym  $\delta$  = wartość spulchnienia stałego, zależna od rodzaju gruntu; należy więc, dla ściślejszego oznaczania ilości równoważących się robót poprzecznych, rzędne wykopów powiększać w stosunku  $(1 + \delta)$ .

Wykres podziału mas (rys. 241) kreśli się zwykle pod wykresem objętości mas w sposób następujący: od linii poziomej  $PP$ , począwszy od początku robót w punktach, odpo-

wiadających przekrojom poprzecznym na wykresie objętości mas w podziałce pionowej dowolnej odcinamy rzędne, przedstawiające algebraiczną sumę objętości robót ziemnych od początku przekroju podłużnego aż do danego punktu; objętości wykopu bierzemy ze znakiem (—) i odkładamy w dół, a objętości nasypów ze znakiem (+) odkładamy w górę; jeżeli mamy przekroje poprzeczne odcinkowe, algebraicznie sumujemy tylko różnice, po odjęciu mniejszej rzędnej od rzędnej większej w tymże przekroju poprzecznym.

Podziałka pozioma wykresu podziału mas jest zwykle ta sama, co w wykresie objętości mas; zwykle jest to podziałka długościowa przekroju podłużnego.

Gdy połączymy końce rzędnych  $a, b, c, d \dots$  linią łamaną, otrzymamy wykres podziału mas.

Wykres podziału mas umożliwia racjonalny podział mas ziemi w celu uzyskania minimum kosztów przewozu; zastosowanie tego wykresu dać może poważne oszczędności na przewozie ziemi, musi być jednak umiejętnie i racjonalne.

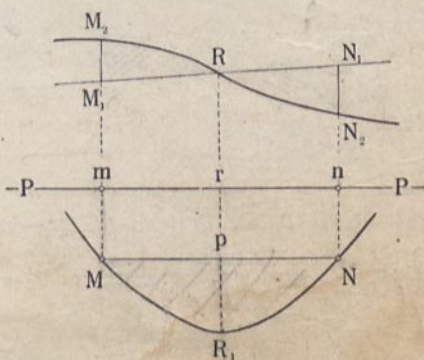
Wykres podziału mas ma następujące właściwości:

1. Linia wykresu idzie na dół na odcinkach, na których znajdują się wykopy, w górę — na odcinkach, na których znajdują się nasypy.

2. Punkty zwrotne ( $f, m, n, o \dots$ ) (rys. 241) odpowiadają punktom przejściowym z nasypu w wykop lub odwrotnie np.  $f$  odpowiada punktowi przejściowemu od wykopu do nasypu, punkt  $m$  — punktowi przejściowemu od nasypu do wykopu itd.

3. Każda rzędna wykresu przedstawia algebraiczną sumę objętości nasypów i wykopów od początku robót do punktu, odpowiadającemu danej rzędnej, przy tym rzędna idąca w dół od linii  $PP$  świadczy, że wykopy mają do tego miejsca, licząc po

Przekrój podłużny



Wykres podziału mas

Rys. 243.

od początku robót, przewagę nad nasypami i odwrotnie, rzędna idąca w górę od linii  $PP$  świadczy, że nasypy mają do tego miejsca przewagę nad wykopami.

4. Różnica dwóch rzędnych na odcinku jednego i tego samego wykopu lub nasypu odpowiada objętości robót ziemnych między punktami, odpowiadającymi tym rzędnym.

5. Każda linia pozioma  $MN$  (rys. 243), równoległa do linii  $PP$  wykresu podziału mas przy pomocy punktów  $M$  i  $N$  (przecięcie linii  $MN$  z wykresem podziału mas) daje możliwość oznaczenia na przekroju podłużnym odcinków, na których objętości robót ziemnych w wykopie i nasypie są równe.

Objętość wykopu  $M_1M_2R$  = różnicy rzędnych  $rR_1 - mM = pR_1$ .  
Objętość nasypu  $RN_1N_2$  = różnicy rzędnych  $rR_1 - nN = pR_1$ .  
Linie takie, jak  $MN$  nazywamy liniami rozdzielczymi.

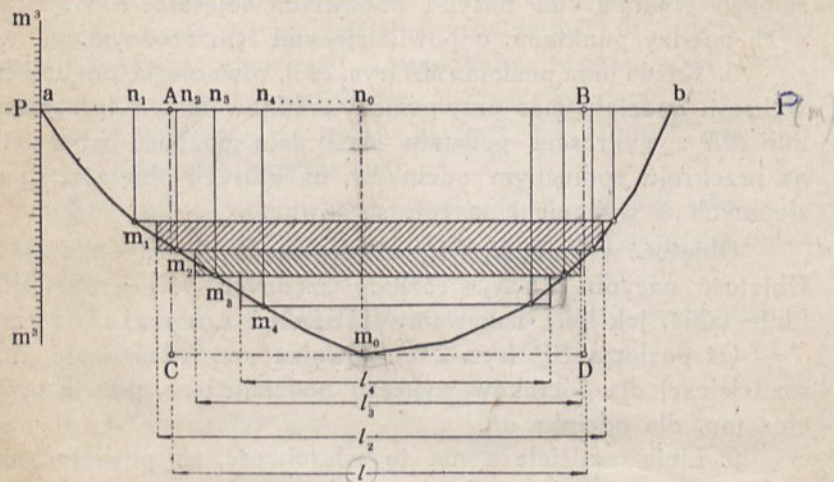
Oś pozioma  $PP$  (rys. 241) również ma właściwość linii rozdzielczej dla odcinków wykresu podziału mas, gdy je przecina (np. dla odcinka  $aj$ ).

6. Linia rozdzielcza ma tę właściwość, że powierzchnia, zawarta między linią rozdzielczą, a linią wykresu podziału mas (np. powierzchnia  $MpNR_1$  na rys. 243), przedstawia tzw. moment przewozu ziemi, tj. iloczyn  $M \cdot l = \sum m_x \cdot l_x$ , gdzie  $M$  — objętość ziemi, przewożonej w kierunku podłużnym z wykopu na nasyp,  $l$  — średnia odległość przewozu na danym odcinku, a  $\sum m_x \cdot l_x$  — suma momentów przewozu małych ilości ziemi, zawartych między sąsiednimi przekrojami poprzecznymi bardzo blisko położonymi od siebie, a  $l_x$  — odległości ich przewozu z wykopu na nasyp.

Na rys. 244 linia rozdzielcza  $PP$  od wykresu podziału mas oddziela jego część  $abm_0a$  i określa w rzucie poziomym  $an_0$  długość wykopu, z którego ziemia zmieści się w nasypie o długości  $n_0b$  w rzucie poziomym. Jeżeli przeprowadzimy szereg równoległych do  $PP$  w odległości  $= 1 m^3$  podług podziałki pionowej, podzielimy powierzchnię  $abm_0a$  na paski poziome — trapezy o wysokości równej  $1 m^3$  podług podziałki pionowej; długość tych trapezów jest różna; każdy z nich można zastąpić prostokątem, którego powierzchnia jest równa powierzchni trapezu.

Powierzchnia każdego prostokąta, jeżeli wysokość odczytamy w podziałce pionowej, a długość w podziałce poziomej

(długościowej) równa się momentowi przewozu 1  $m^3$  na odległość  $l_2, l_3, l_4 \dots$  itd. Stąd wniosek, że powierzchnia  $abm_0a$  jest momentem przewozu z wykopu na nasyp całej ilości  $m_0 n_0 = M$  (w  $m^3$ ) ziemi.



Rys. 244.

Jeżeli powierzchnię  $abm_0a$  zastąpimy równą jej powierzchnią prostokąta  $ABCD$ , którego wysokość (podług podziałki pionowej) jest równa  $n_0 m_0$  (tj. ilości robót ziemnych, jaka ma być wykonana na danym odcinku), wtedy bok poziomy prostokąta  $ABCD$ , zmierzony na podziałce poziomej (długościowej), oznacza dla danego odcinka robót średnią odległość przewozu  $l$  (w  $m$ ).

Zamianę powierzchni  $abm_0a$  przez równą jej powierzchnią prostokąta o wysokości równej  $n_0 m_0$  często można wykonać graficznie według sposobów geometrii elementarnej.

Można też obliczyć  $Cm_0$  i  $m_0 D$  w założeniu, że:

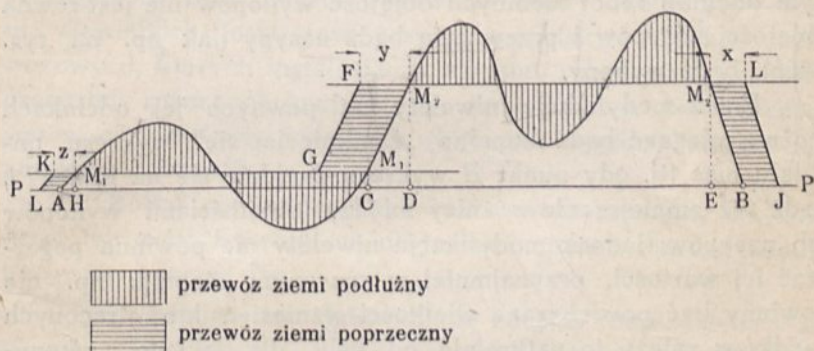
a) powierzchnia  $an_0 m_0 a = S_1 = n_0 m_0 \cdot Cm_0$ , skąd  $Cm_0 = \frac{S_1}{n_0 m_0}$ ;

b) powierzchnia  $bm_0 n_0 b = S_2 = n_0 m_0 \cdot m_0 D$ , skąd  $m_0 D = \frac{S_2}{n_0 m_0}$ .

7. Przy pomocy wykresu podziału mas i linii rozdzielczych możemy na wykresie podziału mas oddzielać na poszczególnych odcinkach ilości robót ziemnych, które ze względu na prze-

*Brak dwóch kartek z wykresem podziału mas, które zostały przeniesione na poprzednią stronę.*

zie potrzeby należy powiększyć o poprawkę, o ile wielkość wzniesienia na drodze przewozu ziemi tego wymaga (p. str. 234). Jeżeli przeprowadzimy linię  $FG$  równoległą do  $M_1M_2$  w odległości  $y$  od tej ostatniej, powierzchnia  $FM_2M_1G$ , obliczona według właściwych podziałek poziomej (długościowej) i pionowej (objętościowej) da nam moment przewozu ziemi z wykopu materiałowego na nasyp; takim samym sposobem możemy oznaczyć moment przewozu poprzecznego (również z wykopu materiałowego na nasyp) na odcinku  $AH$ .



Rys. 247.

W analogiczny sposób zbudowana jest powierzchnia  $M_2LJB$  przy przeciętnej odległości  $x$  przewozu ziemi z wykopu na odkład materiałowy; powierzchnia przedstawia moment przewozu ziemi na odcinku  $EB$ .

Przy decyzji, które linie rozdzielcze dają mniejszy koszt przewozu, czy ogólna  $AB$  dla całego odcinka robót, czy też dwie rozdzielcze  $M_1M_1$  i  $M_2M_2$  z zastosowaniem na odcinkach  $AH$ ,  $CD$  i  $EB$  przewozu poprzecznego, należy porównać sumy momentów przewozu w jednym i drugim wypadku: w pierwszym wypadku będzie to powierzchnia, obliczona według właściwych podziałek długościowej i objętościowej, zawarta między  $AB$  i linią wykresu podziału mas; w drugim wypadku będą to powierzchnie zawarte między rozdzielczymi  $M_1M_1$  i  $M_2M_2$  i wykresem podziału mas + powierzchnie przewozów poprzecznych (pow.  $KM_1AL$  + pow.  $FM_2M_1G$  + pow.  $M_2LJB$ ).

W ostatnim wypadku do kosztu przewozu powinno się dodać powiększenia kosztu nabycia terenu niezbędnego na od-

kłady i wykopy materiałowe, oraz przy wykopach materiałowych—koszt добыcia ziemi z tych wykopów materiałowych.

Gdy grunty nie są zbyt kosztowne, dodatek ten do kosztów jest stosunkowo niewielki i można go pominąć przy porównaniu kosztów. Dla uproszczenia porównania można również pomijać przy mniejszych wykopach materiałowych—koszt добыcia ziemi z tych wykopów.

2. Jeżeli linia wykresu podziału mas „nie zamyka się”, tj. nie kończy się na linii *PP* (rys. 246b), oznacza to, że na danym odcinku robót ziemnych objętość wykopów nie jest równa objętości nasypów i przeważają bądź nasypy (jak np. na rys. 246b), bądź wykopy.

Przez modyfikację niwelety na pewnych jej odcinkach można osiągnąć bądź zupełne „zamknięcie się” wykresu podziału mas (tj. gdy punkt *B* wykresu znajdzie się na linii *PP*), bądź też zmniejszenie różnicy między objętościami wykopów lub nasypów; jednak modyfikacja niwelety nie powinna pogarszać jej wartości, przynajmniej w znacznym stopniu: np. nie powinny być powiększane wielkości wzniesień lub straconych spadków; zależy to naturalnie od celu, dla jakiego wykonywane są roboty ziemne: inne wymagania są przy budowie zwykłych dróg, inne przy budowie autostrad, czy też kolei żelaznych, kanałów itd.

Nie jest warunkiem koniecznym, aby wykres podziału mas „zamykał się”: przy większych robotach ziemnych nie da się uniknąć na pewnych odcinkach przewozu poprzecznego; zwłaszcza nie należy unikać przewozu poprzecznego tam, gdzie to wywołałoby zbyt daleki przewóz podłużny.

3. Przy ustalaniu linii rozdzielczych i podziale przewozonej ziemi do przewozu pomiędzy poszczególne środki przewozowe należy zwracać uwagę na odległości, przy jakich poszczególne środki przewozowe mogą się kalkulować oraz na właściwości techniczne stosowanych środków przewozowych.

Np. przy robotach ziemnych do budowy dróg (zwykłych) mogą być zastosowane, jako środki przewozowe: taczki, szufle amerykańskie, wozy gospodarskie, wozy specjalne konne, pociągi drogowe, kolejki robocze, przy zastosowaniu siły pociągowej ludzkiej, zwierzęcej, rzadko, przy zastosowaniu silników mechanicznych; natomiast przy budowie autostrad, przy których



roboty ziemne bywają znacznie większe, niż przy drogach zwykłych (ogólnego użytku), mogą się zupełnie dobrze kalkułowac kolejki wąskotorowe lub koleje robocze normalnotorowe parowe i motorowe; przy budowie kolei — mogą być z powodzeniem zastosowane pociągi robocze normalnotorowe; to-ry mogą być stopniowo podnoszone (na nasypach) lub obniżane (w wykopach) do poziomu projektowanej niwelety.

Przy podziale mas ziemi do przewozu przy pomocy poszczególnych środków przewozowych należy unikać przewożenia niewielkich ilości ziemi przy pomocy takich środków przewozowych, których instalacja na miejscu robót wymaga dużo czasu lub znacznych kosztów, np. ułożenia toru, jego przesuwania, obsługi (przy kolejkach parowych wąskotorowych lub normalnotorowych).

4. Roboty ziemne mogą być wykonywane (np. przy budowie drogi lub kolei żelaznej) na długościach nieraz bardzo znacznych—do kilkuset *km*.

Przy podziale mas takie długie odcinki robót dzielimy na mniejsze w zależności <sup>od</sup> odległości, na jakie — ze względu na koszty — może być przewożona ziemia przy pomocy tych środków przewozowych, jakie mogą być stosowane na danych robotach.

Jeżeli np. spośród środków przewozowych, które mogą być stosowane, największy zasięg mają wąskotorowe kolejki robocze parowe (10—15 *km*), dzieli się całą trasę robót na odcinki kilkunastokilometrowe; przy stosowaniu wąskotorowych kolejek roboczych, ciągnionych przez konie, na odcinki kilkukilometrowe; przy zastosowaniu normalnotorowych pociągów roboczych długość takich odcinków może dochodzić do 20 i więcej *km*.

Należy trasę robót dzielić na takie odcinki, na których podział mas ziemi i wykonanie przewozu ziemi podłużnego mogą być przeprowadzone niezależnie od robót na odcinkach sąsiednich.

Jako granice takich odcinków mogą być większe rzeki, na których nie ma mostów, a budowa prowizorycznych mostów dla przewozu ziemi na drugi brzeg przeciągnęłaby termin wykonania robót lub wypadłaby zbyt kosztownie; granicą taką może być również odcinek, na którym są tzw. roboty zerowe,

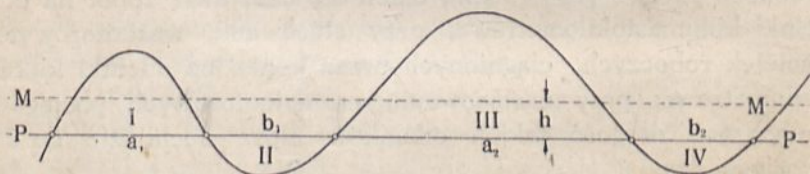
ograniczające się do wyrzucania ziemi z rowów na koronę drogi, czy torowisko kolei itp.

5. Podział mas ziemi na każdym odcinku robót ziemnych może być zrobiony przy pomocy jednej lub więcej linii rozdzielczych, w zależności od ukształtowania linii wykresu podziału mas dla danego odcinka robót.

Ogólny rzut oka na ten wykres, znajomość zasad wykreślnego sposobu podziału mas ziemi i pewna wprawa w tego rodzaju robotach, dają możliwość naszkicowania z początku przybliżonego umieszczenia linii rozdzielczej lub linii rozdzielczych i określenia tych odcinków trasy robót ziemnych, na których okaże się niezbędnym wykonanie robót ziemnych poprzecznych.

Drogą prób, przesuując linię rozdzielczą lub poszczególne linie rozdzielcze w górę lub w dół i jednocześnie rysowując powierzchnie, przedstawiające momenty przewozu poprzecznego, dążymy do tego, aby powierzchnia ogólna momentów przewozu była możliwie najmniejsza.

Jeżeli na rys. 248 mamy część wykresu podziału mas i  $PP$  jest projektowaną linią rozdzielczą, która oddziela szereg segmentów górnych i dolnych, przy przesuwaniu tej linii rozdzielczej do góry (np. do położenia  $MM$ ) powierzchnia segmentów górnych (I i III) zmniejsza się, powierzchnia zaś segmentów dolnych (II i IV) powiększa się.



Rys. 248.

Jeżeli przesunięcie linii rozdzielczej z położenia  $PP$  do położenia  $MM$  zrobiono w górę na wysokość  $h$ , wtedy powierzchnia segmentów górnych (I i III) zmniejsza się w przybliżeniu o powierzchnię prostokątów o wysokości  $h$  i długości równej cięciwom  $a_1, a_2 \dots$  segmentów górnych w założeniu, że  $h$  jest małe.

Zmniejszenie momentów przewozu ziemi dla segmentów górnych =  $(a_1 + a_2 + \dots) h$ .

Jednocześnie powierzchnia segmentów dolnych (II i IV) powiększa się o powierzchnie prostokątów o wysokości  $h$  i długości równej cięciwom  $b_1, b_2 \dots$  segmentów dolnych; przy małym  $h$  powiększenie to będzie równe  $(b_1 + b_2 + \dots)h$ . Z tego wynika, że jeżeli suma cięciw segmentów górnych  $(a_1 + a_2 + \dots)$  jest większa niż suma cięciw dolnych  $(b_1 + b_2 + \dots)$ , wtedy przy przesunięciu położenia linii rozdzielczej (rys. 248) z położenia  $PP$  w położenie  $MM$  otrzymamy ogólne zmniejszenie powierzchni segmentów odciętych linią rozdzielczą  $MM$ ; zmniejszenie to jest równe:

$$[(a_1 + a_2 + \dots) - (b_1 + b_2 + \dots)] h.$$

Stąd wynika, że przez przesuwanie linii rozdzielczej w górę otrzymamy zmniejszanie sumy momentów przewozu dotąd, dopóki suma cięciw segmentów górnych  $(a_1 + a_2 + \dots)$  nie stanie się równą sumie cięciw segmentów dolnych  $(b_1 + b_2 + \dots)$ .

Przy takim położeniu linii rozdzielczej otrzymamy minimum momentów przewozu i linia rozdzielcza będzie najkorzystniejsza.

Przy dalszym przesuwaniu linii rozdzielczej do góry suma cięciw dolnych segmentów będzie większa, niż suma cięciw segmentów górnych, skutkiem tego otrzymamy ogólne powiększenie powierzchni segmentów, a więc powiększenie sumy momentów przewozu i co za tym idzie, powiększenie kosztów przewozu.

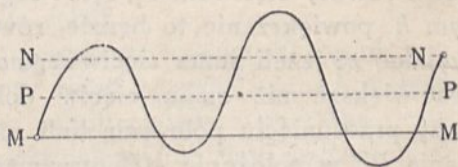
Jeżeli więc linia rozdzielcza odcina pewną ilość segmentów, a suma długości cięciw górnych segmentów równa się sumie długości cięciw dolnych segmentów, wtedy suma momentów przewozów jest najmniejsza i co za tym idzie, taka linia rozdzielcza jest najkorzystniejsza.

Wniosek powyższy pozwala na odszukanie najkorzystniejszego położenia linii rozdzielczej dla odcinka trasy robót ziemnych wtedy, gdy ta linia rozdzielcza na tym odcinku odcina szereg sąsiednich segmentów na wykresie podziału mas.

Wniosek powyższy ma zastosowanie, gdy przesuwanie linii rozdzielczej ma miejsce pomiędzy liniami  $NN$  i  $MM$  (rys. 249), przeprowadzonymi przez początek wykresu (p.  $M$ ) i jego

koniec (p.  $N$ ) do takiego położenia ( $PP$ ), przy którym suma cięciw segmentów górnych równa się sumie cięciw segmentów dolnych.

Aby to było możliwe, przy przesuwaniu linii  $MM$  w górę trzeba, aby zmniejszenie powierzchni segmentów górnych było większe, niż powiększenie powierzchni segmentów dolnych i co za tym idzie, suma cięciw segmentów górnych winna być większa, niż suma cięciw segmentów dolnych.

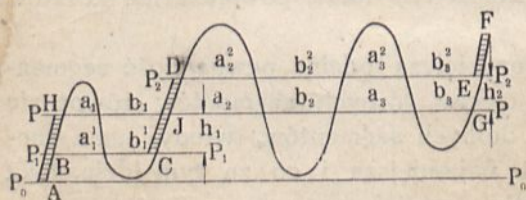


Rys. 249.

Z drugiej strony niezbędny jest warunek, aby przy przesuwaniu linii  $NN$  w dół zmniejszenie dolnych segmentów było większe, niż powiększenie górnych segmentów i co za tym idzie, aby suma cięciw segmentów dolnych (pod linią  $NN$ ) była większa, niż suma cięciw segmentów górnych.

Jeżeli tym dwóm warunkom wykres nie odpowiada, w takim razie najkorzystniejszą linią rozdzielczą dla danego odcinka robót ziemnych będzie linia rozdzielcza, przechodząca przez punkty krańcowe danego odcinka wykresu podziału mas, a więc albo linia  $MM$ , albo  $NN$ .

6. W celu zmniejszenia kosztów przewozu ziemi często stosujemy dwie lub więcej linii rozdzielczych na krótszych odcinkach, przerywając



Rys. 250.

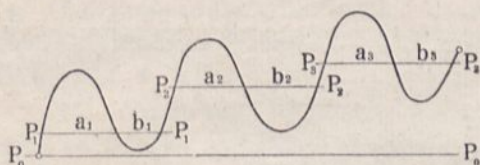
je i stosując w przerwach pomiędzy poszczególnymi liniami rozdzielczymi poprzeczny przewóz ziemi.

Rozpatrzmy wypadek, gdy ze względu na terenowych jest rzeczą obojętną, w których miejscach wypadną odkłady lub wykopy materiałowe.

Jeżeli jedną linię rozdzielczą  $PP$  (rys. 250) zastąpimy dwoma liniami rozdzielczymi  $P_1P_1$  i  $P_2P_2$  tak usytuowanymi, aby sumy cięciw segmentów górnych były równe sumom cięciw

segmentów dolnych (tj.  $a_1^1 = b_1^1$  oraz  $b_2^2 + b_3^2 = a_2^2 + a_3^2$ ), otrzymamy sumę powierzchni segmentów znacznie mniejszą, niż przy jednej rozdzielczej  $PP$ . Na odcinku  $AB$ ,  $CD$  i  $EF$  będą roboty poprzeczne, dla których momenty przewozu będą mogły być wykreślone (zakreskowane na rys. 250).

Ponieważ przy jednej rozdzielczej  $PP$  były również przewozy poprzeczne (na odcinkach  $AH$  i  $FG$ ), trzeba określić



Rys. 251.

nie tylko różnicę momentów przewozów podłużnych, ale również i różnicę momentów przewozów poprzecznych i rozpatrywać je łącznie; da to możliwość określenia

korzyści, jaka powstanie z zastąpienia jednej rozdzielczej  $PP$  dwoma rozdzielczymi  $P_1P_1$  i  $P_2P_2$ .

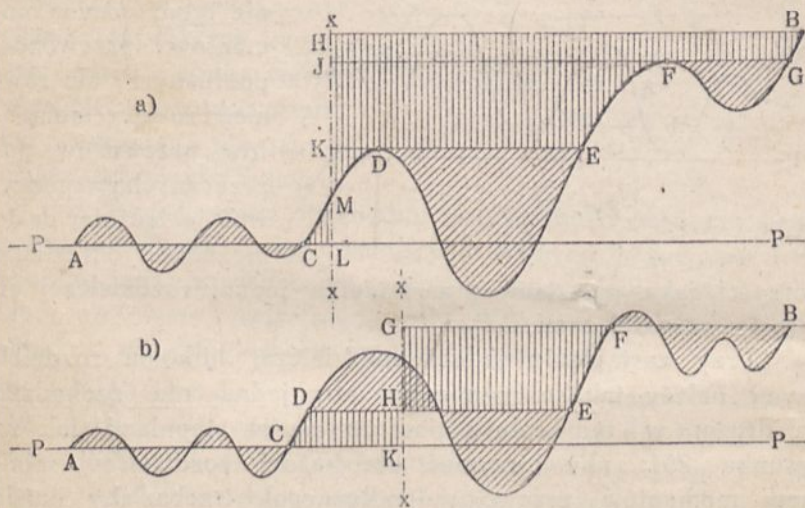
Przy zastąpieniu jednej rozdzielczej kilkoma rozdzielczymi należy tak je rozmieścić, aby jedna nie zachodziła na drugą; w tym celu umieszcza się je stopniami, jak na rysunku 251; aby otrzymać dla każdej rozdzielczej minimum momentów przewozu (podłużnego), trzeba, aby każda rozdzielcza była tak przeprowadzona, żeby suma cięciw segmentów górnych była równa sumie cięciw segmentów dolnych; warunek ten jest zbędny dla tych rozdzielczych, które przechodzą przez początek wykresu podziału mas lub jego koniec.

7. Nieco inaczej sprawa się przedstawia, gdy odkłady i wykopy materiałowe z tych lub innych powodów winny zajmować określone miejsca.

Jeżeli  $AB$  (rys. 252) jest linią wykresu podziału mas, a  $xx$  — oznacza położenie osi poprzecznej wykopu materiałowego, jaki w tym miejscu ma być założony, aby uzupełnić brakującą ziemię na nasypy, a  $AC$ ,  $DE$  i  $FG$  są rozdzielcze na rys. 252a i  $AC$ ,  $DE$  i  $FB$  — rozdzielcze na rys. 252b, wtedy momenty przewozu z wykopu materiałowego na nasypy, oznaczone odcinkami linii wykresu podziału mas  $CD$ ,  $EF$  i  $GB$  na pierwszym oraz  $CD$  i  $EF$  na drugim wykresie, można przedstawić, jako powierzchnie (zakreskowane pionowo) na tych rysunkach;

oczywiście powierzchnie te winny być obliczane przy pomocy podziałki pionowej (w  $m^3$ ) i poziomej (w  $m$ ).

Na rys. 252a powierzchnia  $HJGB$  jest momentem przewozu ziemi z wykopu materiałowego na nasyp na odcinku robót, odpowiadającym na wykresie podziału mas odcinkowi  $BG$ ; powierzchnia  $JFEK$ —odcinkowi  $EF$ ; powierzchnia  $KDM$ —odcinkowi  $CD$ .



Rys. 252.

Na rys. 252b powierzchnia  $GFEH$  jest momentem przewozu ziemi z wykopu materiałowego o poprzecznej osi  $xx$  na odcinek nasypu, odpowiadający na wykresie podziału mas odcinkowi  $EF$ , a powierzchnia  $CDHK$  jest momentem przewozu ziemi z tego wykopu materiałowego na odcinek nasypu, odpowiadający na wykresie podziału mas odcinkowi tego wykresu  $CD$ .

Podane wyżej uwagi praktyczne co do stosowania wykreślnego sposobu podziału mas bynajmniej nie wyczerpują materii; podane zostały ogólne zasady i pewne typowe wypadki.

Stosując sposób wykreślny podziału mas napotkać możemy różne wypadki, które należy rozwiązywać indywidualnie, uwzględniając warunki miejscowe i stosując rozważnie podane

wyżej zasady. Przy starannym opracowaniu może to dać często duże korzyści materialne w postaci oszczędności na przewozie ziemi.

## 11. Przykłady wykreślnego podziału mas

Na dołączonych tablicach rysunkowych *A* i *B* podane są dwa przykłady wykreślnego podziału mas ziemi dla odcinków dróg.

Na obydwóch tablicach podane są przekroje podłużne tych odcinków w postaci uproszczonej przez pominięcie tych szczegółów, które nie mają wpływu przy podziale mas. Stąd też przekroje podłużne na tablicach tych pod względem zewnętrznym różnią się od przekroju, podanego na tabl. *C* w I tomie podręcznika.

*Przykład I.* Na tablicy *A* przeprowadzony został podział wykreślny mas ziemi dla odcinka drogi przy przyjęciu za punkt początkowy *hm*  $7 + 27,5$ , a za końcowy *hm*  $15 + 37,25$  w założeniu, że ziemia z wykopu poza punktem  $15 + 37,25$  zużyta będzie na dalszym odcinku.

Na podstawie tablicy *I<sup>A</sup>* (str. 278—279) zestawiony został wykres objętości mas, przy tym położenie punktów „zerowych” (oznaczonych w tablicy tej tłustym drukiem w rubryce „Nr przekroju poprzecznego”) zostało określone sposobem wykreślnym, podanym na rys. 242 lub też obliczone analitycznie.

Wykres objętości mas dał możliwość określenia ilości i rozłożenia robót ziemnych wzajemnie się pokrywających w przekrojach odcinkowych.

Na podstawie wykresu objętości mas sporządzony został wykres podziału mas.

Przebieg tego wykresu—przy dążeniu do osiągnięcia jak najmniejszej sumy momentów przewozu—nasuwa rozwiązanie w postaci 3 rozdzielnicy.

Pierwsza  $P_0P_0$  na linii odniesienia między punktami  $1_0$  i  $2_0$ .

Druga  $P_1P_1$  między punktami  $1_1$ ,  $2_1$  i  $3_1$ .

Trzecia  $P_2P_2$  między punktami  $1_2$ ,  $2_2$ ,  $3_2$  i  $4_2$ .

Między punktami  $2_0$  i  $1_1$  oraz  $3_1$  i  $1_2$  przy takim podziale mas wypadną przewozy poprzeczne: na pierwszym odcinku

przewiezienia  $1003 m^3$  ziemi z wykopu na odkład materiałowy i na drugim odcinku przewiezienia  $835 m^3$  z wykopu materiałowego na nasyp.

Na pierwszym odcinku przeciętna odległość przewozu na podstawie przeciętnych przekrojów poprzecznych wykopu i projektowanego odkładu obliczona zastała na  $17 m$ , na drugim odcinku ta odległość na podstawie przeciętnych przekrojów poprzecznych nasypu i wykopu materiałowego oznaczona została na  $13 m$ .

Przez zastosowanie linii rozdzielczej  $P_1P_1$  uniknęło się przewożenia ziemi z wykopu pod górę na znaczne odległości, przez co suma momentów znacznie się zmniejszyła, jak to już na pierwszy rzut oka widać.

W danym wypadku układ wykresu podziału mas rozwiązanie powyższe trzech linii rozdzielczych narzuca z góry i nie daje możliwości innych kombinacji lub modyfikacji.

Określenie ilości ziemi przewożonej poszczególnymi środkami przewozowymi, w danym wypadku taczkami i wozami konnymi, został zrobiony w założeniu, że skala cen przewozu zestawiona dla danego odcinka drogi określa największą odległość na  $100 m$ , przy której przewóz taczkami jest tańszy, niż wozami.

Na podstawie powyższej ułożona została tablica przewozu mas  $I^B$  (str. 280), dająca możliwość obliczenia kosztu przewozu ziemi.

*Przykład II.* Przykład ten stanowi fragment projektu pewnej drogi (podany na tablicy  $B$  również w formie uproszczonej, jak przykład na tablicy  $A$ ), przy tym podział mas zrobiony został od hektometra 2-go 10-tego kilometra do hektometra 2-go 11-go kilometra, czyli, że zostało zrobione założenie, że roboty ziemne na tym odcinku stanowią pewną całość, do pewnego stopnia niezależną od sąsiednich odcinków, dla których należy zaprojektować taki podział mas ziemi, aby suma momentów jej przewozu była możliwie najmniejsza.

Również i w tym przykładzie na zasadzie tablicy obliczenia objętości robót ziemnych, sporządzonej analogicznie, jak tablica  $I^A$ , wykreślony został wykres objętości mas i wykres podziału mas.

Tablica obliczenia objętości robót ziemnych dla przykładu  $II$  została pominięta.



Zajmiemy się analizą, czy zaprojektowany na odcinku podział mas ziemi jest racjonalny.

Wykres podziału mas wykazuje na początku odcinka i przed jego końcem wykopy materiałowe.

Objętość wykopu materiałowego pierwszego stanowi  $750 m^3$ , a przeciętna odległość przewozu (na podstawie przeciętnych przekrojów poprzecznych dla tego odcinka) =  $42 m$ ; objętość wykopu materiałowego drugiego =  $210 m^3$ , a przeciętna odległość przewozu  $11 m$ .

Na odcinku mamy zaprojektowane dwie linie rozdzielcze:  $P_8P_8$  i  $P_9P_9$ :

od p.  $1_8$  do p.  $7_8$  mamy podział mas ziemi i dalej od p.  $1_9$  do  $3_9$ ; co się zaś tyczy podziału mas ziemi od p.  $3_9$  na prawo, to podział ten winien być zrobiony w związku z podziałem mas ziemi na odcinku drogi, położonym dalej poza końcem 1-go hektometra 11-go *km*.

Analiza kosztów przewozu ziemi, opracowana dla omawianego projektu drogi, dała rezultat, że taczki stanowią najtańszy środek przewozowy do odległości  $91 m$ , po czym najtańsze są wozy konne itd.

Aby sprawdzić, czy linia rozdzielcza  $P_8P_8$  zaprojektowana jest korzystnie, należy ją przesuwać w dół lub w górę i badać, jaki to wpływ wywrze na sumę momentów.

Przy przesuwaniu w dół (np. o  $1 m^3$  według podziałki pionowej wykresu podziału mas) powierzchnie segmentów „dolnych” zmniejszają się, jak również zmniejsza się powierzchnia momentu przewozu poprzecznego na odcinku ( $7_8 - 1_9$ ), gdy jednocześnie powierzchnie segmentów „górných” (pod linią  $P_8P_8$ ) powiększają się, jak również powiększa się powierzchnia momentu przewozu poprzecznego na odcinku ( $9_7 - 1_8$ ).

Przy przesunięciu linii rozdzielczej  $P_8P_8$  w górę mamy zjawisko odwrotne.

Gdy linia rozdzielcza jest zaprojektowana racjonalnie, trzeba, aby sumy:

$$\begin{aligned} \Sigma_1 &= K' + K_2 + K_4 + K_1 \\ \text{i } \Sigma_2 &= K_1 + K_3 + K_5 + K'' \end{aligned}$$

albo były sobie równe, albo też mało się różniły między sobą;

*Tablica I<sup>A</sup>*  
*Obliczenia objętości robót ziemnych*

Nr przekroju poprzecznego	Powierzchnia przekroju		Powierzchnia średnia		Odległość między przekrojami	Objętość		Objętość do użycia na miejscu		Nadmiar objętości na odcinku		Algebraiczna suma objętości od początkowego przekroju	
	Wykopy	Nasypy	Wykopy	Nasypy		Wykopy (-)	Nasypy (+)	Wykopy (-)	Nasypy (+)	Wykopy (-)	Nasypy (+)	Wykopy (-)	Nasypy (+)
7+27,5	0,45	60,00	0,45	57,20	5,00	2	286	2	284				284
32,50	0,45	54,40	0,45	46,20	12,50	6	577	6	571				855
45,00	0,45	38,00	1,69	20,60	10,00	18	206	18	188				1043
55,00	2,93	3,20	3,04	3,17	0,15	—	—	—	—				1043
55,15	3,15	3,15	10,42	1,58	9,85	107	16	16	91				952
65,00	17,69	—	30,28	—	7,92	25	—	—	25				927
72,92	42,88	—	39,03	—	27,08	1099	—	—	1099				
8+00,00	35,18	—	23,19	2,40	70,42	1698	169	169	1529			172	
70,42	11,21	4,80	9,54	6,33	8,36	83	53	53	30			1701	
78,78	7,87	7,87	5,73	9,82	11,64	70	114	70	44			1731	
90,42	3,59	11,78	3,69	10,69	50,60	194	541	194	347			1687	
9+41,02	3,79	9,60	4,77	9,40	58,98	292	554	292	262			1340	
10+00,00	5,75	9,20	5,48	7,20	49,85	284	359	284	75			1078	
49,85	5,20	5,20	4,80	3,80	34,92	174	132	132	42			1003	
84,77	4,41	2,40	4,13	3,07	41,88	180	129	129	51			1045	
11+26,65	3,86	3,75	3,85	3,80	0,46	2	2	2	—			1096	
27,11	3,84	3,84	2,62	11,28	72,89	199	822	199	623			1096	
12+00,00	1,41	18,72	0,95	20,61	22,50							473	

22,50	0,50	22,50	3,82	14,82	22,55	22	464	22	442	31
45,05	7,14	7,14	7,50	6,30	2,45	90	334	90	244	213
47,50	7,86	5,46	18,92	2,73	39,15	19	15	15		209
86,65	29,98	—	33,63	—	13,35	770	107	107		454
13+00,00	37,28	—	45,64	—	25,00	467	—	—		921
25,00	54,00	—	38,39	—	33,53	1187	—	—		2108
58,53	22,78	—	17,71	—	13,31	1339	—	—		3447
71,84	12,65	12,65	6,55	6,32	14,19	245	84	84		3608
86,03	0,45	28,00	0,45	20,33	13,97	97	288	97	191	3417
14+00,00	0,45	44,10	0,45	36,10	16,03	7	504	7	497	2920
16,03	0,45	58,00	0,45	51,05	23,72	8	818	8	810	2110
39,75	0,45	60,00	0,45	59,00	22,75	11	1400	11	1389	721
62,50	0,45	62,40	0,45	61,20	12,50	11	1392	11	1381	660
75,00	0,45	48,60	0,45	55,5	5,00	6	694	6	688	1348
80,00	0,45	16,50	0,45	32,55	3,52	2	163	2	161	1509
83,52	11,67	11,67	6,06	14,08	8,48	22	50	22	28	1537
92,00	38,78	—	25,22	5,83	8,00	222	49	49	173	1364
15+00,00	30,60	—	34,69	—	20,00	289	—	—	289	1075
20,00	32,00	—	31,30	—	17,25	651	—	—	651	424
37,25	34,00	—	33,00	—		592	—	—	592	168
						10490	10322	2097	8393	8225

Sprawdzenie

10490 — 10322 = 8393 — 8225 = 168

10490 — 8393 = 10322 — 8225 = 2097

\*) Uwaga: Przy obliczaniu objętości robót ziemnych, przyjęte zostało spełnienie stałe w wysokości 4% (grunt ciężki) (objętość wykopów powiększona została o 4%).

*Tablica I<sup>B</sup>*  
*Przewozu mas*

Wyszczególnienie	Objętości	Przeciętna odległość transportu	Momentu transportu
	$m^3$	$m$	$m^3$
1) Transport taczkami: (maksimum transportu 100 m)			
Pomiędzy przekrojami 7 + 27.5 — 7 + 94	1043	42	43806
„ 8 + 45 — 9 + 45	545	52	28340
„ 10 + 49.85 — 11 + 41	150	36	5400
„ 12 + 13 — 12 + 75	381	32	12192
„ 13 + 17 — 14 + 17	1810	57	103170
„ 14 + 47 — 15 + 37.25	1705	50	85250
Odkład i dokop:			
Pomiędzy przekrojami 7 + 94 — 8 + 35	1003	17	17051
„ 11 + 41 — 12 + 13	835	13	10855
Razem	7358	(42)	306064
2) Transport wozami:			
Pomiędzy przekrojami 8 + 35 — 10 + 49.85	240	140	33600
„ 12 + 75 — 14 + 47	1630	130	211900
Razem	1870	(131)	245500
Zestawienie rezultatów:			
Transport taczkami na przeciętną odległość 42	7358		
Transport wozami na przeciętną odległość 131	1870		
Ogółem	9228		

We wzorach powyższych:

$$K_1 = L = 42 \text{ m},$$

$$K_1 = \text{odc. } (1_8 - 2_8),$$

$$K_2 = \text{odc. } (2_8 - 3_8),$$

$$K_3 = \text{odc. } (3_8 - 4_8),$$

$$K_4 = \text{odc. } (4_8 - 5_8),$$

$$K_5 = \text{odc. } (5_8 - 6_8),$$

$$K_6 = \text{odc. } (6_8 - 7_8),$$

$$K'' = L = 11 \text{ m}.$$

Jeżeli  $\Sigma_1 > \Sigma_2$ , wtedy  $\Sigma_1$  należy zmniejszyć a  $\Sigma_2$  — powiększyć przez podniesienie linii rozdzielczej  $P_8P_8$  i odwrotnie, gdy  $\Sigma_1 < \Sigma_2$  — linię rozdzielczą  $P_8P_8$  należy obniżyć.

Różnica między  $\Sigma_1$  i  $\Sigma_2$  wynosi około  $1/2\%$ , przeto położenie linii rozdzielczej  $P_8P_8$  jest korzystne.

Położenie rozdzielczej linii  $P_9P_9$  — jako związane z wykresem podziału mas na dalszym odcinku, nie jest tu analizowane.

## Zakończenie

Ze względu na konieczność ograniczenia objętości książki, wiele działów i szczegółów potraktowano w ogólnych zarysach, mimo, że mają one poważne znaczenie w praktyce.

Wykaz współczesnej literatury o robotach ziemnych pomoże w wynalezieniu materiału do szczegółowych studiów tym czytelnikom, którzy zainteresują się tymi lub innymi zagadnieniami, potraktowanymi zbyt encyklopedycznie.

## LITERATURA

- A. Reich. — Der Erdbau. 1907.
- Dr. E. Blanck. — Handbuch der Bodenlehre: die physikalische Beschaffenheit des Bodens. Prof. Densch i inni. 1930.
- Prof. K. Terzaghi. — Grundbaumechanik. Wien. 1933.
- H. Knauer. — Erdbau. 1925.
- Prof. Dubelir i prof. Tolstopiatow. — Ziemlanyje raboty. 1933.
- Prof. K. Wątarek. — Budowa dróg i roboty ziemne. Lwów. (Skrypty).
- Feliks Pancer. — O budowie i utrzymaniu dróg bitych i zwycajnnych. 1895.
- Prof. K. Špaček. — Stavilelsvi silnicni. 1919.
- Prof. Winkler. — Erdbau. Wien. 1879.
- Warunki techniczne wykonywania robót ziemnych przy budowie kolei żelaznych. Wyd. Dyrekcji budowy kolei państwowych w Warszawie. 1921.
- Prof. Cz. Skotnicki. — Nauka o melioracji. 1925.
- Prof. Cz. Skotnicki. — Technika odwadniania bagien. 1929.
- W. W. Ochotin. — Ukazania po proizwodstwu polewych poczwiennogruntowych obsledowanij.
- A. Jefremow. — Wodootwodnyja kanawy. 1909.
- E. Häselser, H. Wegele und L. Willmann. — Handbuch d. Ingenieurwissenschaften. Erd- und Felsarbeiten. Erdrutschun gen. Stütz- und Futtermauern. 1905.
- S. Wołobujew. — Obwały i isprawlenie nasypiej. 1907.
- Inż. B. Walkiewicz i Popielecki. — Roboty ziemne (Podręcznik inżynierski Prof. St. Bryły część I).
- Podręcznik do obliczania kosztów robót budowlanych. Warszawa. 1922. (Wydawnictwo zbiorowe).
- W. Hoyer. — Unterbau. 1923.
- Śl. Miklaszewski. — Gleby Polski. 1930.
- Prof. ks. A. Kuguszew. — Opredielenje objemow ziemlanych rabot. 1908. Warszawa.
- Prof. ks. A. Kuguszew. — Raczet ziemlanych rabot. Warszawa. 1913.

- Prof. Anochin. — Dorożnyje maszyny. 1931.
- Baskin. — Wozstanowlenje trassy i razbiwka ziemlanych rabot. 1933.
- Wilgarm. — Ustrojstwo dorog na bołotach. 1931.
- Sidorow. — Miechanizacja ziemlanych rabot. 1933.
- Rubinsztejn i Simbart. — Mechanizacja ziemlanych rabot. 1934.
- Zonn. — Gidrawlika, Gidrołogja i Gidrometrja w dorożnom diele. 1929.
- H. P. Gillette. — Earth work and its Cost. 1920. New-York.
- H. P. Gillette. — Handbook of Rock Excavation. 1920. New-York.
- F. Glasser. — Die Graphischen Verfahren zur Ermittlung der Querschnittsflächen der Grunderwerbs- und Böschungsbreiten von Bahn- und Strassenkörpern. 1914.
- Mejtus. — Praktika pneumaticzeskago burenja w dorożnom diele. 1934.
- M. Ch. Moreau. — Terrassement. 1934.
- G. Schewior. — Der Erdbau. 1925.
- V. Hajek. — Vrtaci a Trhaci prace skalni. 1922.
- A. Grenon. — Perforation mecanique et abatage des Roches. 1933.
- F. Daniłoczkin. — Miechanizacja dorożnych rabot. 1932.
- M. Buhle. — Massentransport. 1908.
- Baskin. — Projektirowanje ziemlanych rabot na prorabskom punktie. 1934.
- Sokołowski i Isajew. — Gidrawliczeskij sposob proizvodstwa ziemlanych rabot (Dnieprostroj). 1933.
- G. Catto. — Nouvelle méthode pratique du Mouvement des Terres. 1930.
- O. Syffert. — Erddrucktaffeln. Zechnerische Zusamenteilung der Grösse des Erddrucks auf Stützmauern. 1929.
- Ch. H. Paul and Ch. S. Bennet. — Methods and Plant for Excavation and Embankment. 1927.
- W. Libin. — Odnokowszewyje ekskawatory. 1934.
- A. B. Mc Daniel. — Excavation, Machinery, Methods and Cost. 1919.
- Kandaurow. — Proizvodstwo ziemlanych rabot maszinami. 1916.
- Prof. H. Krey. — Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. 1936. Berlin.
- N. Alechin. — Opredielenje i wycislenje ziemlanych rabot na kosgorach i u isskustwiennych sooruzenij. 1913.
- A. Biernackij. — Deformaczi ziemlanago połotna i borba z nimi. 1915.
- W. Dmochowski. — Projektirowanje i razszczot ziemlanych rabot. 1923.
- J. Rathjens. — Erfahrungsergebnisse über Trockenbaggerbetriebe. 1922.
- Prof. K. Skibiński. — Równowaga sypkich materiałów. 1922.
- Prof. K. Skibiński. — Mury oporowe, mury podporowe, przyczółki mostowe. 1922.
- B. M. Szkundin. — Oborudowanje dla gidromiechanizacji. 1935.



- A. Solkin i inni. — Proizvodstvo rabot skrepierami - wołokuszami. 1934.
- A. V. Magny. — Outillage mécanique des Entreprise de Travaux. 1935.
- Dr Inż. S. Micewicz. — Chemia materiałów wybuchowych. 1926.
- W. Loos. — Verdichtung geschütteter Dämme. „Die Strasse”. 1933.
- L. Casagrande und P. Siedek. — Moorsprengungen beim Bau der Reichsautobahnen. „Die Strasse”. 1935.
- Prof. Anochin i inni. — Dorożnoje dielo II wyd. 1935.
- L. Casagrande und T. A. Wheels. — Moorsprengungen beim Bau der Reichsautobahnen. — „Die Strasse”. 1934.
- Prof. D. P. Krynin. — Fizyczne i mechaniczne własności gruntów w technice drogowej. „Wiadomości drogowe”. 1934.
- Prof. K. Terzaghi. — Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. 1924.
- Prof. H. Giersewanow. — Osnowanja dynamiki masy gruntow. 1931.
- W. W. Ochotin. — Granulometričeskaja klasyfikacija gruntow. 1933.
- N. A. Cytowicz. — Osnowy miechaniki gruntow. 1934.
- W. Loos. — Praktische Anwendungen der Baugrunduntersuchungen. 1936.
- K. N. Łukaszew. — Gruntowiedjenje. 1933.
- Praca zbiorowa: „Bodenmechanik und neuzeitlicher Strassenbau”. Wydawnictwo „Die Strasse”.
- Inż. J. Bajkiewicz. — Normy prac drogowych. 1933. Warszawa.
- Inż. J. Bajkiewicz. — Projektowanie dróg. Warszawa 1936.
- Prof. M. Filatow. — Poczwy i grunty w dorożnom diele. Moskwa. 1932.
- Prof. M. Filatow. — Laboratornyj praktikum po morfologii, fizike i miechanike gruntow. Moskwa. 1936.



Biblioteka  
Politechniki

Wrocławskiej

# SPIS RZECZY

	Str.
Wstęp . . . . .	5
<b>ROZDZIAŁ I</b>	
<b>CHARAKTERYSTYKA GRUNTÓW I ICH WŁAŚCIWOŚCI . . . . .</b>	<b>7</b>
1. Podział gruntów na kategorie . . . . .	7
2. Granulometryczny skład gruntów i jego wpływ na właściwości gruntów . . . . .	13
3. Metody określania uziarnienia składu granulometrycznego gruntów . . . . .	16
4. Wpływ składu mineralogicznego i chemicznego gruntów na ich właściwości . . . . .	24
5. Właściwości fizyczne gruntów . . . . .	25
6. Mechaniczne właściwości gruntów . . . . .	40
<b>ROZDZIAŁ II</b>	
<b>BADANIE GRUNTÓW . . . . .</b>	<b>50</b>
1. Potrzeba przeprowadzania badań gruntów . . . . .	50
2. Sposoby pobierania próbek . . . . .	51
3. Badania laboratoryjne próbek gruntów . . . . .	57
<b>ROZDZIAŁ III</b>	
<b>DOBYWANIE GRUNTÓW . . . . .</b>	<b>59</b>
1. Uwagi ogólne . . . . .	59
2. Dobywanie ziemi ręczne . . . . .	59
3. Dobywanie gruntów przy pomocy środków wybuchowych . . . . .	63
4. Pługi do robót ziemnych . . . . .	80
5. Łopaty konne i traktorowe . . . . .	82
6. Dragi ziemne . . . . .	89
7. Łopaty mechaniczne (ekskawatory łyżkowe) . . . . .	92
8. Bagrownice (ekskawatory) kubłowe . . . . .	96
9. Bagrownice (ekskawatory) specjalne . . . . .	102
10. Dobywanie gruntów przy pomocy strumienia wody . . . . .	104
<b>ROZDZIAŁ IV</b>	
<b>PRZEWOŻENIE ZIEMI . . . . .</b>	<b>110</b>
1. Uwagi ogólne . . . . .	110
2. Taczki . . . . .	110
3. Wózki dwukółowe ręczne i konne . . . . .	113
4. Zwykłe wozy gospodarskie . . . . .	114

5. Specjalne wozy do przewożenia ziemi . . . . .	116
6. Łopaty konne i traktorowe . . . . .	118
7. Kolejki i koleje robocze . . . . .	118
8. Kolejki linowe . . . . .	126
9. Spławianie ziemi wodą . . . . .	128
10. Przewożenie ziemi przy pomocy galarów, promów itd. . . . .	128

#### ROZDZIAŁ V

WYKONYWANIE ROBÓT ZIEMNYCH . . . . .	129
1. Wyznaczanie robót ziemnych na gruncie . . . . .	129
2. Wykonywanie wykopów. . . . .	139
3. Wykonywanie nasypów . . . . .	143

#### ROZDZIAŁ VI

ZABEZPIECZENIE SKARP NASYPÓW I WYKOPÓW . . . . .	169
1. Czynniki niszczące skarpy . . . . .	169
2. Wybór sposobu zabezpieczenia skarp nasypów i wykopów	170
3. Sposoby zabezpieczenia skarp nasypów i wykopów. . . . .	170

#### ROZDZIAŁ VII

OSUSZANIE ROBÓT ZIEMNYCH . . . . .	189
1. Uwagi ogólne . . . . .	189
2. Usuwanie wód powierzchniowych . . . . .	189
3. Usuwanie wód zaskórnych . . . . .	198

#### ROZDZIAŁ VIII

USUWISKA NASYPÓW I WYKOPÓW . . . . .	205
1. Uwagi ogólne . . . . .	205
2. Przyczyny usuwisk w wykopach . . . . .	208
3. Przyczyny usuwisk nasypów . . . . .	210
4. Zapobieganie tworzeniu się usuwisk . . . . .	213

#### ROZDZIAŁ IX

OBLICZANIE KOSZTÓW ROBÓT ZIEMNYCH . . . . .	221
1. Uwagi ogólne . . . . .	221
2. Koszt pomiarów i oznaczenia robót na gruncie . . . . .	221
3. Koszty nabycia lub wywłaszczenia ziemi, znajdujących się na nich budynków, zniszczonych zasiewów itp. . . . .	222
4. Koszt robót zabezpieczających . . . . .	223
5. Koszt dobycia ziemi . . . . .	224
6. Koszt przewozu ziemi . . . . .	226
7. Obliczanie objętości robót ziemnych . . . . .	235
8. Rozdział mas ziemi przy wykonywaniu robót ziemnych . . . . .	253
9. Zasady wykreślnej metody podziału mas ziemi przy robotach ziemnych . . . . .	257
10. Zastosowanie metody wykreślnej podziału mas ziemi przy wykonywaniu robót ziemnych . . . . .	264
11. Przykłady wykreślnej podziału mas ziemi . . . . .	275



L 2676 II

BIBL. POL.  
Wroc.

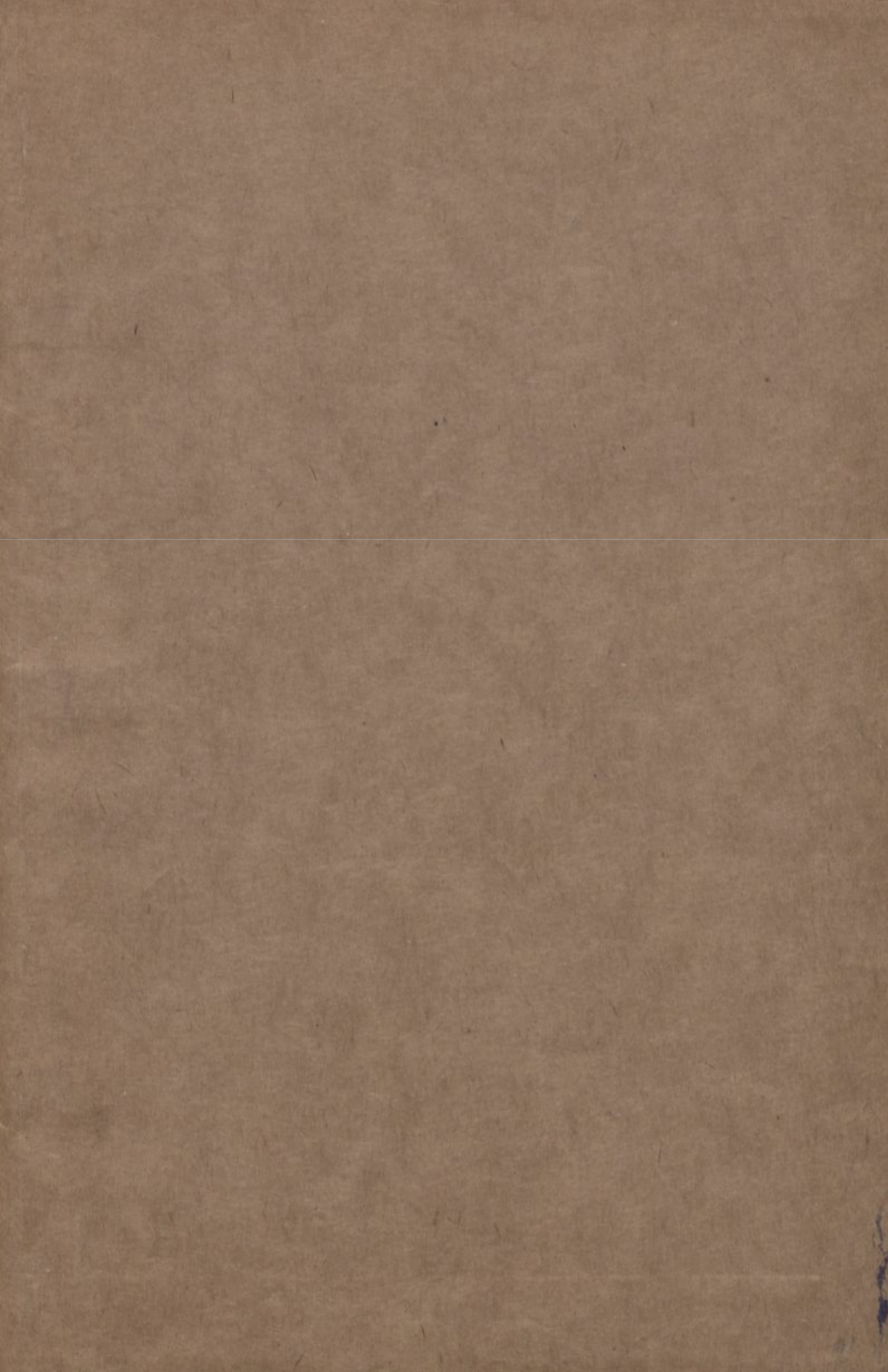
Biblioteka  
Politechniki  
Wrocławskiej





378 Komol.  
36 / m. 22  
20 pl. 2019











BIBLIOTEKA GŁÓWNA

342840L/1